



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG SWISS BELHOTEL  
DARMO CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
NRP. 3114 105 028

Dosen Pembimbing I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II  
Candra Irawan, ST., MT

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**MODIFICATION BUILDING OF SWISS BELHOTEL  
DARMO CENTRUM SURABAYA USING PRECAST**

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
NRP. 3114 105 028

Supervisor I  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Supervisor II  
Candra Irawan, ST., MT

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2016

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG SWISS BELHOTEL  
DARMO CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

**TUGAS AKHIR**

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada**

**Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Oleh :**

**ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
NRP. 3114 105 028**

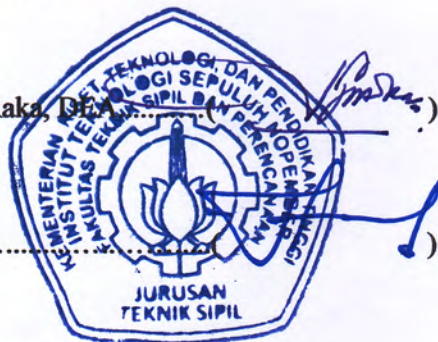
**Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir :**

**Tanggal Ujian : 25 Juli 2016**

**Periode Wisuda : September 2016**

**1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DE**

**2. Candra Irawan, ST., MT.....**



**SURABAYA  
JULI, 2016**

# **PERENCANAAN ULANG GEDUNG SWISS BELHOTEL DARMO CENTRUM SURABAYA DENGAN MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

**Nama Mahasiswa : Andreas Parningotan Silaban**  
**NRP : 3114105028**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS**  
**Dosen Pembimbing :**  
**1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA**  
**2. Candra Irawan, ST., MT**

## **Abstrak.**

*Beton Pracetak adalah suatu proses produksi elemen struktur bangunan pada suatu lokasi yang berbeda dengan tempat dimana elemen struktur tersebut akan digunakan menjadi suatu kesatuan dalam sebuah bangunan. Metode pracetak (precast) juga digunakan pada pekerjaan struktur dalam bidang teknik sipil di Indonesia, seperti pada rumah susun, mall maupun apartemen.*

*Metode pracetak (precast) memiliki beberapa kelebihan dibandingkan metode cor setempat (cast in site). Kelebihan tersebut antara lain adalah pada metode pracetak (precast) waktu pengerjaan yang relatif singkat, proses produksinya tidak tergantung cuaca, tidak memerlukan tempat penyimpanan material yang luas, hemat akan bekisting dan penopang bekisting, kontrol kualitas beton lebih terjamin, tidak memerlukan treatment atau perlakuan khusus, serta praktis dan cepat dalam pelaksanaannya sehingga dapat mereduksi durasi proyek dan secara otomatis biaya yang dikeluarkan menjadi kecil.*

*Gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya merupakan gedung yang menyediakan fasilitas jasa penginapan yang terdiri dari 15 lantai dimana dalam hal pelaksanaan pembangunannya menggunakan metode beton bertulang konvensional (cast in place). Dalam hal ini, penulis akan merencanakan ulang struktur gedung tersebut dengan menggunakan metode beton bertulang pracetak (precast). Pondasi*

*gedung ini akan dirancang menggunakan pondasi tiang pancang. Gedung ini juga akan dirancang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus*

*Hasil dari modifikasi gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum ini meliputi ukuran balok induk 40/60 dan 60/90, ukuran balok anak 35/50 dan 3 macam ukuran kolom yaitu lantai 1-5 110x110 cm, lantai 6-10 100x100 cm, lantai 11-15 90x90 cm. Sambungan antar elemen pracetak digunakan sambungan basah, splice sleeve dan konsol pendek.*

***Kata Kunci : Pracetak, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, Sambungan Basah, Splice Sleeve.***

# **MODIFICATION BUILDING OF SWISS BELHOTEL DARMO CENTRUM SURABAYA USING PRECAST**

**Name : Andreas Parningotan Silaban**

**NRP : 3114105028**

**Department : Civil Engineering FTSP-ITS**

**Supervisor :**

**1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA**

**2. Candra Irawan, ST., MT**

## **Abstract**

*Precast concrete is a process for the production of structural elements of the building at a different location to where the structural elements will be used as a unit in a building. Precast method (precast) is also used to work in the field of civil engineering structures in Indonesia, such as flats, malls and apartments.*

*Precast method (precast) has several advantages over methods of local cast (cast in site). These advantages include the precast method (precast) processing time is relatively short, the production process does not depend on the weather, it does not require extensive material storage areas, will saving formwork and cantilever formwork, concrete quality control is more secure, do not require treatment or special treatment , as well as practical and quick in its implementation so as to reduce the duration of the project and the costs incurred automatically be small.*

*Structure Swiss Belhotel building in Surabaya on the actual conditions using the method of local cast and has 15 floors high. Surabaya Swiss Belhotel building will be designed using the precast elements. The foundation of this building will be designed using pile foundation. This building will also be designed using Special Moment Frame System bearer.*

*The result of the modification of this Swiss Belhotel Darmo Centrum is covered by main beam size 40/60 dan 60/90, additional*

*beam size 35/50, and 3 types of column size which is 110x110 cm for 1<sup>st</sup>-5<sup>th</sup> floor, 100x100 cm for 6<sup>th</sup>-10<sup>th</sup> and 90x90 cm for 11<sup>th</sup>-15<sup>th</sup>. The connection of this precast elements are using wet joint, splice sleeve and corbel.*

***Keywords: Precast, Special Moment Frame System, Wet Joint, Splice Sleeve.***

## DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak.....	i
Abstract.....	iii
Kata Pengantar .....	v
Daftar Isi .....	vi
Daftar Tabel .....	xiii
Daftar Gambar .....	xiv

### **BAB I PENDAHULUAN..... 1**

1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah .....	3
1.5 Manfaat .....	3

### **BAB II TINJAUAN PUSTAKA..... 5**

2.1 Umum .....	5
2.2 Karakteristik Resiko Wilayah Gempa .....	6
2.3 Sistem Struktur dan Struktur Gedung.....	8
2.3.1 Sistem Struktur.....	8
2.3.2 Struktur Gedung .....	9
2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) ...	9
2.4.1 Rangka Momen Khusus yang Menggunakan Beton Pracetak.....	10
2.5 Sistem Beton Pracetak .....	11
2.5.1 Pelat.....	12
2.5.2 Balok .....	12
2.5.3 Kolom.....	12
2.6 Perencanaan Sambungan .....	13
2.6.1 Sambungan Basah ( <i>In-situ Concrete Joint</i> ).....	13
2.6.2 Sambungan Kering ( <i>Dry Connection</i> ) .....	14
2.7 Pengangkatan Elemen Pracetak.....	21



2.8	Metode Membangun dengan Konstruksi Pracetak .....	24
-----	---	----

### **BAB III METODOLOGI..... 27**

3.1	Pengumpulan Data.....	28
3.2	Studi Literatur dan Peraturan yang Dipakai.....	28
3.3	Preliminary Desain .....	29
3.3.1	Penentuan Dimensi Pelat.....	29
3.3.1.1	Penentuan Tulangan Lentur Pelat.....	30
3.3.1.2	Perhitungan Tulangan Geser.....	30
3.3.1.3	Perhitungan Tulangan Susut.....	31
3.3.2	Penentuan Dimensi Balok .....	31
3.3.2.1	Perhitungan Tulangan Lentur Balok..	32
3.3.2.2	Perhitungan Tulangan Geser Balok...	32
3.3.3	Penentuan Dimensi Kolom.....	33
3.3.3.1	Perencanaan Tulangan Kolom.....	33
3.3.4	Persyaratan “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ”.....	33
3.3.5	Perencanaan Struktur Dinding Geser .....	34
3.3.5.1	Kuat Aksial Rencana .....	34
3.3.5.2	Pemeriksaan Tebal Dinding.....	34
3.4	Perhitungan Pembebanan.....	34
3.4.1	Kombinasi Pembebanan .....	34
3.5	Pemodelan dan Analisa Struktur.....	35
3.6	Kontrol Desain.....	35
3.7	Perencanaan Sambungan .....	35
3.7.1	Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom.....	36
3.7.2	Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	38
3.8	Perencanaan Bangunan Bawah.....	39
3.8.1	Perencanaan Pondasi.....	39
3.8.2	Daya Dukung Grup Tiang Pancang.....	40
3.8.3	Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang .....	40
3.8.4	Kontrol Geser Ponds pada Poer.....	41
3.9	Gambar Teknik .....	42

<b>BAB IV PRELIMINARY DESAIN.....</b>	<b>43</b>
4.1 Umum .....	43
4.2 Perencanaan Dimensi Balok .....	43
4.2.1 Dimensi Balok Induk.....	44
4.2.2 Dimensi Balok Anak .....	45
4.3 Perencanaan Tebal Pelat .....	46
4.3.1 Peraturan Perencanaan Pelat.....	46
4.3.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap .....	46
4.4 Perencanaan Dimensi Kolom.....	46
4.4.1 Dimensi Kolom Lantai 11-15 .....	47
4.4.2 Dimensi Kolom Lantai 6-10.....	48
4.4.3 Dimensi Kolom Lantai 1-5.....	50
 <b>BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER ...</b>	 <b>53</b>
5.1 Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat Pracetak .....	53
5.1.1 Data Perencanaan .....	54
5.1.2 Pembebanan Pelat Lantai .....	54
5.1.3 Perhitungan Tulangan Pelat .....	55
5.1.4 Penulangan Stud Pelat Lantai .....	64
5.1.5 Kontrol Lendutan .....	65
5.1.6 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat .....	66
5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak .....	66
5.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak .....	66
5.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak .....	67
5.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak .....	68
5.2.4 Perhitungan Momen dan Geser .....	70
5.2.5 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak .....	70
5.2.6 Perhitungan Tulangan Geser .....	74
5.2.7 Pengangkatan Balok Anak .....	75
5.2.8 Kontrol Lendutan .....	78
5.3 Perencanaan Tangga .....	78
5.3.1 Data Perencanaan .....	79
5.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur .....	81

5.3.3	Analisa Gaya-Gaya Dalam .....	82
5.3.4	Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes.....	86
5.4	Perencanaan Balok Lift.....	92
5.4.1	Data Perencanaan .....	92
5.4.2	Pembebanan Lift .....	94
5.4.3	Balok Penumpu Lift 40/60 .....	95
5.5	Kontrol Kapasitas Crane.....	98
<b>BAB VI PEMODELAN STRUKTUR.....</b>		<b>99</b>
6.1	Perhitungan Berat Struktur .....	100
6.1.1	Berat Total Bangunan .....	101
6.1.2	Kombinasi Pembebanan .....	101
6.2	Analisis Beban Seismik .....	102
6.2.1	Arah Pembebanan .....	102
6.2.2	Faktor Keutamaan ( $I_e$ ) .....	102
6.2.3	Parameter Respon Spektrum Rencana .....	102
6.2.4	Kategori Desain Seismik (KDS) .....	103
6.2.5	Faktor Reduksi Gempa (R).....	103
6.3	Kontrol Desain.....	103
6.3.1	Kontrol Partisipasi Massa .....	105
6.3.2	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental .....	105
6.3.3	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum .....	107
6.3.4	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai ( <i>Drift</i> ) .....	109
<b>BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA .....</b>		<b>113</b>
7.1	Umum .....	113
7.2	Perencanaan Balok Induk .....	113
7.2.1	Data Perencanaan .....	113
7.2.1.1	Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 40/60 Sebelum Komposit .....	114

7.2.1.2	Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 40/60 Setelah Komposit .....	119
7.2.1.3	Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Eksterior 40/60 Setelah Komposit .....	129
7.2.1.4	Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/90 Sebelum Komposit .....	139
7.2.2	Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/90 Setelah Komposit .....	143
7.2.3	Pengangkatan Elemen Balok Induk .....	152
7.3	Perencanaan Kolom .....	156
7.3.1	Perencanaan Kolom Interior Lantai 1 .....	156
7.3.2	Kontrol Dimensi Kolom .....	157
7.3.3	Perhitungan Penulangan Kolom .....	158
7.3.4	Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom .....	159
7.3.5	Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve .....	159
7.3.6	Persyaratan ' <i>Strong Column Weak Beam</i> ' .....	160
7.3.7	Pengekangan Kolom .....	161
<b>BAB VIII PERENCANAAN SAMBUNGAN .....</b>		<b>167</b>
8.1	Umum .....	167
8.2	Konsep Desain Sambungan .....	168
8.2.1	Mekanisme Pemindahan Beban .....	168
8.2.2	Klasifikasi Sistem dan Sambungannya .....	170
8.2.3	Pola-Pola Kehancuran .....	170
8.3	Penggunaan Topping Beton .....	172
8.4	Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom .....	173
8.4.1	Perencanaan Konsol pada Kolom .....	173
8.4.1.1	Perhitungan Konsol pada Kolom .....	176
8.4.2	Perhitungan Sambungan Balok – Kolom .....	178
8.4.3	Perhitungan Sambungan Kolom ke Kolom .....	182

8.4.4	Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak .....	183
8.4.4.1	Perencanaan Konsol pada Balok Induk .....	184
8.4.4.2	Perencanaan Sambungan Balok Induk – Balok Anak.....	186
8.5	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok .....	188

## **BAB IX PERENCANAAN PONDASI.....191**

9.1	Umum .....	191
9.2	Data Tanah.....	191
9.3	Kriteria Desain.....	191
9.3.1	Spesifikasi Tiang Pancang .....	191
9.4	Daya Dukung.....	193
9.4.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	193
9.4.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok .....	194
9.4.3	Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok .....	194
9.5	Perhitungan Tiang Pancang Interior .....	195
9.5.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	195
9.5.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok .....	197
9.5.3	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{max}$ ).....	199
9.5.4	Kontrol Kekuatan Tiang .....	200
9.5.5	Perencanaan Poer Kolom Interior .....	201
9.6	Perhitungan Tiang Pancang Eksterior.....	206
9.6.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Eksterior .....	206
9.6.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Eksterior .....	208
9.6.3	Kontrol Beban Maksimum 1Tiang ( $P_{max}$ ).....	209
9.6.4	Kontrol Kekuatan Tiang .....	210
9.6.5	Perencanaan Poer Kolom Eksterior.....	211
9.7	Perencanaan Balok Sloof.....	216
9.7.1	Data Perencanaan .....	216
9.7.2	Penulangan Sloof.....	217
9.7.3	Penulangan Geser Sloof .....	218

<b>BAB X METODE PELAKSANAAN .....</b>	<b>221</b>
10.1 Umum .....	221
10.1.1 Pengangkatan dan Penempatan Crane .....	221
10.1.2 Pekerjaan Elemen Kolom .....	222
10.1.3 Pemasangan Elemen Balok Induk .....	223
10.1.4 Pemasangan Elemen Balok Anak .....	223
10.1.5 Pemasangan Elemen Pelat.....	224
 <b>BAB XI PENUTUP .....</b>	 <b>227</b>
11.1 Kesimpulan .....	227
11.2 Saran .....	228
 <b>Daftar Pustaka .....</b>	 <b>231</b>
<b>Lampiran</b>	
<b>Gambar Output</b>	

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 2.1</b> Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa .....	6
<b>Tabel 2.2</b> Faktor Keutamaan Gempa.....	7
<b>Tabel 2.3</b> Klasifikasi Tanah .....	7
<b>Tabel 4.1</b> Rekapitulasi Dimensi Balok Induk .....	45
<b>Tabel 4.2</b> Rekapitulasi Dimensi Balok Anak .....	46
<b>Tabel 4.3</b> Beban Mati pada Lantai 11 – 15 .....	47
<b>Tabel 4.4</b> Beban Hidup pada Lantai 11 – 15.....	47
<b>Tabel 4.5</b> Beban Mati pada Lantai 6– 10 .....	48
<b>Tabel 4.6</b> Beban Hidup pada Lantai 6– 10.....	49
<b>Tabel 4.7</b> Beban Mati pada Lantai 1– 5 .....	50
<b>Tabel 4.8</b> Beban Hidup pada Lantai 1– 5 .....	50
<b>Tabel 5.1</b> Tulangan Terpasang pada Pelat.....	63
<b>Tabel 5.2</b> Spesifikasi Passenger Elevator.....	93
<b>Tabel 6.1</b> Rasio Partisipasi Massa Swiss Belhotel Darmo Centrum .....	105
<b>Tabel 6.2</b> Periode dan Frekuensi Struktur .....	106
<b>Tabel 6.3</b> Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa.....	108
<b>Tabel 6.4</b> Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala.....	109
<b>Tabel 6.5</b> Kontrol Simpangan Arah X dan Arah Y Terbesar .....	111
<b>Tabel 7.1</b> Gaya Dalam Kolom.....	157
<b>Tabel 8.1</b> Dimensi NMB <i>Splice Sleeve</i> UX (SA) .....	182
<b>Tabel 9.1</b> Brosur Tiang Pancang WIKA Beton.....	192
<b>Tabel 9.2</b> Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	196
<b>Tabel 9.3</b> Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	207

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 2.1</b>	Perbandingan Tingkat Kepuasan Kontraktor Menggunakan Metode Pracetak dengan Cor Setempat dengan Berbagai Macam Kriteria (Sumber : Khakim, Anwar, dan Hasyim, 2011) .....	5
<b>Gambar 2.2</b>	Respon Spectrum Rencana.....	8
<b>Gambar 2.3</b>	Sambungan Basah ( <i>In-Situ Concrete Joint</i> )..	14
<b>Gambar 2.4</b>	Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus dengan Alat Sambung Las (Sumber : Ervianto, 2006).....	15
<b>Gambar 2.5</b>	Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus tanpa <i>Corbel</i> atau <i>Shoulder</i> (Sumber : Ervianto, 2006).....	15
<b>Gambar 2.6</b>	Sambungan Balok dengan <i>Pin-Joint</i> (Sumber : Ervianto, 2006).....	16
<b>Gambar 2.7</b>	Sambungan <i>Pin-Joint</i> pada Kolom dengan Baut sebagai Alat Sambung (Sumber : Ervianto, 2006).....	16
<b>Gambar 2.8</b>	Sambungan Kolom dengan Profil I (Sumber : Ervianto, 2006).....	17
<b>Gambar 2.9</b>	Sambungan Baut antara Kolom dengan Plat <i>Cantilever</i> pada Keempat Sisinya (Sumber : Ervianto, 2006).....	17
<b>Gambar 2.10</b>	Tipe Sambungan Balok-Kolom (Sumber : Kim S. Elliot, 2002) .....	18
<b>Gambar 2.11</b>	<i>Hidden Connections</i> untuk Elemen Vertikal Menerus (Sumber : Kim S. Elliot, 2002) .....	19
<b>Gambar 2.12</b>	<i>Visible Connections</i> untuk Elemen Vertikal Menerus (Sumber : Kim S. Elliot, 2002) .....	19
<b>Gambar 2.13</b>	Tipe II (Elemen Vertikal Tidak Menerus) (Sumber : Kim S. Elliot, 2002) .....	20
<b>Gambar 2.14</b>	Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 2 Titik Angkat.....	22



<b>Gambar 2.15</b>	Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat.....	23
<b>Gambar 2.16</b>	Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak....	23
<b>Gambar 3.1</b>	Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir.....	27
<b>Gambar 3.2</b>	Sambungan Balok dengan Kolom .....	37
<b>Gambar 3.3</b>	Parameter Geometri Konsol Pendek.....	38
<b>Gambar 3.4</b>	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	39
<b>Gambar 4.1</b>	Denah Balok Induk dan Balok Anak.....	44
<b>Gambar 5.1</b>	Tipe Pelat HS 400× 160 cm .....	56
<b>Gambar 5.2</b>	Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku ( <i>PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992</i> ) .....	59
<b>Gambar 5.3</b>	Posisi Titik Angkat Pelat Arah j.....	61
<b>Gambar 5.4</b>	Posisi Titik Angkat Pelat Arah i.....	62
<b>Gambar 5.5</b>	Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit.....	64
<b>Gambar 5.6</b>	(a) Dimensi Balok Anak Sebelum Komposit, (b) Dimensi Balok Anak Saat Pengecoran dan Balok Anak Sesudah Komposit .....	67
<b>Gambar 5.7</b>	Denah Pembebanan Balok Anak.....	68
<b>Gambar 5.8</b>	Momen Saat Pengangkatan Balok Anak.....	75
<b>Gambar 5.9</b>	Letak Titik Pengangkatan .....	76
<b>Gambar 5.10</b>	Perencanaan Tangga.....	81
<b>Gambar 5.11</b>	Sketsa Beban pada Tangga.....	82
<b>Gambar 5.12</b>	Free Body Diagram Gaya-Gaya padaTangga	84
<b>Gambar 5.13</b>	Bidang Lintang (D) pada Tangga.....	85
<b>Gambar 5.14</b>	Bidang Normal (N) pada Tangga .....	85
<b>Gambar 5.15</b>	Bidang Momen (M) pada Tangga .....	85
<b>Gambar 5.16</b>	Denah Lift .....	93
<b>Gambar 6.1</b>	Denah Struktur Swiss Belhotel Darmo Centrum.....	99
<b>Gambar 6.2</b>	Pemodelan 3D Struktur Swiss Belhotel Darmo Centrum.....	100

<b>Gambar 6.3</b>	Hasil Analisis Struktur menggunakan Program Bantu SAP 2000 .....	104
<b>Gambar 7.1</b>	Detail Pembalokan .....	114
<b>Gambar 7.2</b>	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit.....	116
<b>Gambar 7.3</b>	Denah Pembalokan.....	120
<b>Gambar 7.4</b>	Denah Posisi Balok Eksterior 40/60 .....	130
<b>Gambar 7.5</b>	Denah Posisi Balok Interior 60/90 .....	144
<b>Gambar 7.6</b>	Momen saat Pengangkatan Balok Induk .....	153
<b>Gambar 7.7</b>	Letak Titik Pengangkatan .....	154
<b>Gambar 7.8</b>	Potongan Rangka Struktur .....	156
<b>Gambar 7.9</b>	Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom.....	158
<b>Gambar 7.10</b>	Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK .....	161
<b>Gambar 8.1</b>	Panjang Tumpuan pada Tumpuan.....	168
<b>Gambar 8.2</b>	Mekanisme Pemindahan Beban .....	169
<b>Gambar 8.3</b>	Model Keruntuhan .....	171
<b>Gambar 8.4</b>	Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom.....	172
<b>Gambar 8.5</b>	Geometrik Konsol Pendek .....	174
<b>Gambar 8.6</b>	Panjang Penyaluran Balok Induk .....	180
<b>Gambar 8.7</b>	NMB <i>Splice Sleeve</i> UX (SA) .....	183
<b>Gambar 9.1</b>	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang .....	198
<b>Gambar 9.2</b>	Bidang Kritis pada Poer .....	202
<b>Gambar 9.3</b>	Penulangan pada Poer .....	203
<b>Gambar 9.4</b>	Penampang Kritis Geser pada Pile Cap .....	204
<b>Gambar 9.5</b>	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang .....	208
<b>Gambar 9.6</b>	Bidang Kritis pada Poer .....	212
<b>Gambar 9.7</b>	Penulangan pada Poer .....	214
<b>Gambar 9.8</b>	Penampang Kritis Geser pada Pile Cap .....	215
<b>Gambar 9.9</b>	Diagram Interaksi Balok Sloof 40/60 .....	218
<b>Gambar 10.1</b>	Pemasangan Bracing pada Kolom .....	222
<b>Gambar 10.2</b>	Grouting pada Sambungan Kolom dan Dasar Kolom.....	223

<b>Gambar 10.3</b>	Pemasangan Bracing pada Kolom .....	223
<b>Gambar 10.4</b>	Pemasangan Balok Anak Pracetak.....	224
<b>Gambar 10.5</b>	Pemasangan Pelat Pracetak.....	224
<b>Gambar 10.6</b>	Pemberian Topping .....	225

## **BAB XI**

### **PENUTUP**

#### **11.1 Kesimpulan**

Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Perencanaan Ulang Gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya Dengan Menggunakan Beton Pracetak” maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam Dimensi struktur utama didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a) dan dimensi kolom yang didapat dari perhitungan sebesar 110/110 cm pada lantai 1-5, 100/100 cm pada lantai 6-10 dan 90/90 cm pada lantai 11-15(atap). Dimensi struktur sekunder didapatkan dari SNI 2847:2013 pasal 9.5.2. Yang meliputi ketentuan tebal minimum balok non prategang dapat disesuaikan pada tabel 9.5(a). Sedangkan untuk dimensi pelat digunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 dengan melihat tabel 9.5(c). adapun hasil modifikasi sebagai berikut :
  - a. Struktur Sekunder
    - Dimensi balok anak = 35/50 cm
    - Dimensi balok bordes = 30/45 cm
    - Dimensi balok lift = 30/40 cm
    - Tebal pelat = 14 cm
  - b. Struktur Primer
    - Dimensi balok induk = 40/60 cm
    - Dimensi kolom = 110/110 cm
    - Pile cap = 4,5 x 4,5 x 1,2 m
    - Tiang pancang = D60, H = 34 m

2. Komponen pracetak disambung dengan menggunakan sambungan basah dan konsol pendek serta splice sleeve pada kolom agar bangunan tersebut menjadi bangunan pracetak yang monolit. Ukuran konsol pendek pada kolom adalah 600x450 mm.
3. Detailing sambungan pracetak dirancang bersifat monolit antar elemennya dengan tulangan-tulangan dan shear connector yang muncul dari setiap elemen pracetak dan splice sleeve pada kolom pracetak untuk menyatukannya dengan elemen cor di tempat . Sambungan didesain sesuai dengan ketentuan yang berlaku.
4. Menganalisa gaya-gaya dalam struktur gedung menggunakan program SAP2000 dengan memasukkan gaya-gaya yang bekerja pada pelat serta beban vertical dan horizontal.
5. Pondasi direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui pile cap.
6. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan ulang gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya akan dituangkan pada gambar teknik yang ada pada lampiran.

## 11.2 Saran

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak karena sambungan beton pracetak tentu tidak semonolit seperti pada sambungan dengan cor setempat agar nantinya pada saat memikul beban tidak terjadi gaya-gaya tambahan yang tidak diinginkan pada daerah sambungan akibat dari kurang sempurnanya pengerjaan sambungan.

2. Tipe elemen pracetak sedapat mungkin dibuat seminal mungkin untuk lebih menyeragamkan bentuk cetakan dan detail tulangan sehingga tujuan dari konstruksi dengan metode pracetak dapat terlaksana.
3. Masih perlu lagi pengembangan teknologi Pracetak agar lebih inovatif dan efisien dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.
4. Diperlukan penelitian lebih lanjut perihal pengembangan teknologi pracetak agar lebih efisien dalam penggunaannya, sehingga para pelaku dunia konstruksi lebih mudah dalam mengaplikasikan metode beton pracetak.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.

Elliott S. Kim. 2002. *Precast Concrete Structures*.

Hawkins M. Neil. 1987. **U.S.-Japan Seminar on Precast Concrete Construction in Seismic Zones**.

Imran, Iswandi. 2009. **Studi Eksperimental Sambungan Kolom-Kolom pada Sistem Beton Pracetak dengan Menggunakan Sleeves**. Seminar dan Pameran HAKI 2009.

Precast/Prestressed Concrete Institute. 2004. *PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete Sixth Edition*. Chicago : Precast/Prestressed Concrete Institute.

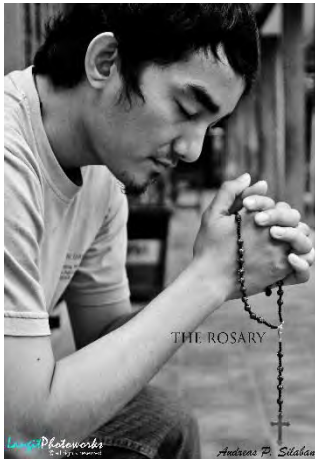
Rachmat, Purwono. 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press

Wahjudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil, FTSP, ITS.

Wulfram I. Ervianto. 2007. **Eksplorasi Teknologi Dalam Proyek Konstruksi**.



## BIODATA PENULIS



### **Andreas Parningotan Silaban**

Lahir di kota Pematangsiantar, Sumatera Utara pada tanggal 11 Maret 1992, merupakan anak kedua dari enam bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 122359 Pematangsiantar dan lulus pada tahun 2003, SMPN 7 Pematangsiantar dan lulus pada tahun 2006, SMA Swasta Teladan Pematangsiantar dan lulus pada tahun 2009. Setelah lulus dari SMA, pada tahun 2010 penulis kemudian melanjutkan pendidikan program

Diploma 3 (D3) di Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Medan dan lulus pada tahun 2013. Penulis sempat aktif di organisasi BEM kampus dan menjadi panitia penting dalam penyelenggaraan seminar dan orientasi mahasiswa baru. Setelah lulus, penulis diterima bekerja di salah satu perusahaan pemancangan ternama di Medan selama 8 bulan. Selanjutnya pada tahun 2014, penulis melanjutkan pendidikan sarjana di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114 105 028.

Di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi Struktur dengan judul Tugas Akhir **"Perencanaan Ulang Gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya Dengan Menggunakan Beton Pracetak"**. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri.

Email : [andreas\\_vito\\_bratta@yahoo.com](mailto:andreas_vito_bratta@yahoo.com)

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 LATAR BELAKANG**

Pada era globalisasi saat ini, pembangunan tidak ada henti-hentinya untuk terus dikembangkan. Kegiatan pembangunan ini memiliki tingkat mobilitas dan rutinitas penduduk/masyarakat yang tinggi. Tetapi masalah yang sering dihadapi oleh para konsultan dan kontraktor adalah mengenai lahan yang sekarang semakin sempit dan semakin mahal. Oleh karena itu, banyak perencana yang sekarang membangun gedung dengan model bangunan ke atas (bangunan tinggi) dikarenakan oleh keterbatasan lahan dan harga yang semakin mahal tersebut dan dibutuhkan metode yang tepat untuk memecahkan masalah tersebut.

Pada pembangunan gedung yang bertingkat biasanya menggunakan dua metode, yaitu dengan metode beton bertulang konvensional (*cast in place*) dan beton bertulang pracetak (*precast*). Pada penggunaan metode beton bertulang konvensional ini memerlukan waktu yang lebih lama dibandingkan dengan metode beton bertulang pracetak yang memerlukan waktu pembangunan relatif lebih cepat dan metode ini juga merupakan metode yang telah banyak digunakan dalam dunia konstruksi khususnya gedung-gedung tinggi seperti rumah sakit, perkantoran, hotel dan lain-lain. Pada penggunaan metode ini, beton bertulang pracetak dibuat di pabrik dengan pengawasan yang ketat sehingga lebih terjamin mutunya dalam segi bentuk dan kekuatan dibandingkan dengan metode beton bertulang konvensional. Pelaksanaan di lapangan juga lebih mudah dan efisien karena tidak tergantung pada cuaca dan juga tidak perlu menunggu beton kering, lebih ekonomis dalam hal pemakaian bahan dan tenaga kerja, serta tidak memerlukan areal yang luas untuk menimbun material konstruksi dalam jumlah banyak, sehingga lingkungan pekerjaan juga relatif lebih bersih.

Gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya merupakan gedung yang menyediakan fasilitas jasa penginapan yang terdiri dari 15 lantai dimana dalam hal pelaksanaan pembangunannya menggunakan metode beton bertulang konvensional (*cast in place*). Dalam hal ini, penulis akan merencanakan ulang struktur gedung tersebut dengan menggunakan metode beton bertulang pracetak (*precast*) yang pada awalnya menggunakan metode beton bertulang konvensional (*cast in place*).

Dalam perencanaan ini, hal yang perlu diperhatikan adalah bagaimana merancang gedung ini agar layak dan aman untuk difungsikan. Oleh karena itu, elemen-elemen pracetak harus direncanakan sedemikian rupa baik dari segi detail sambungan dan instalasinya sehingga benar-benar kuat dalam menahan gaya gravitasi dan gaya lateral yang akan bekerja pada struktur. Dan langkah terakhir adalah menuangkan hasil perencanaan ke dalam gambar teknik untuk kemudian dilaksanakan di lapangan.

Topik yang diambil pada tugas akhir ini adalah “Perencanaan Ulang Gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya Dengan Menggunakan Beton Precetak”. Selanjutnya akan dibahas bagaimana cara merancang modifikasi gedung tersebut dengan menggunakan beton pracetak dan diharapkan menghasilkan desain yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan peraturan yang berlaku sehingga memperoleh hasil yang efisien tanpa mengabaikan faktor keselamatan dan fungsi dari bangunan tersebut.

## **1.2 PERUMUSAN MASALAH**

1. Bagaimana merencanakan dimensi struktur utama dan struktur sekunder dari elemen beton pracetak ?
2. Bagaimana merencanakan gedung yang mampu menahan beban gravitasi dan beban lateral ?
3. Bagaimana merencanakan detail sambungan pada komponen-komponen beton pracetak ?

4. Bagaimana membuat gambar teknik dari hasil perhitungan perencanaan ?

### **1.3 TUJUAN**

1. Mampu merencanakan dimensi struktur utama dan struktur sekunder dari elemen beton pracetak.
2. Mampu merencanakan gedung yang dapat menahan beban gravitasi dan beban lateral.
3. Mampu merencanakan detail sambungan pada komponen-komponen beton pracetak.
4. Mampu membuat gambar teknik dari hasil perhitungan perencanaan.

### **1.4 BATASAN MASALAH**

Ruang lingkup permasalahan dan pembahasan pada perencanaan ini dibatasi oleh beberapa hal, antara lain :

1. Jenis beton yang digunakan dalam perencanaan ulang ini menggunakan beton pracetak biasa, yakni pada seluruh komponen struktur kolom utama dan balok utama, sedangkan pelat pracetak tidak dibahas lagi.
2. Menggunakan program bantu SAP2000.16, AutoCAD2016 dan SpColumn.
3. Unsur arsitektural serta utilitas tidak diperhitungkan dalam perencanaan ulang ini.
4. Analisa biaya dan aspek manajemen konstruksi lainnya tidak diperhitungkan, hanya memperhitungkan kekuatan struktur.

### **1.5 MANFAAT**

Manfaat perencanaan ulang gedung ini adalah :

1. Memberikan perancangan struktur gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya dengan metode pracetak.
2. Agar dapat menjadi acuan studi untuk pembaca tentang beton pracetak.
3. Menambah ilmu tentang beton pracetak bagi penulis.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

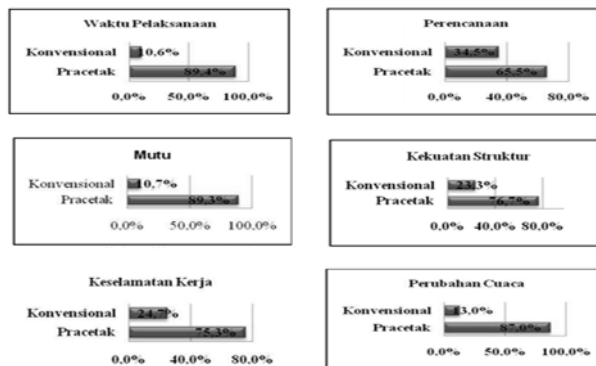
## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 UMUM

Pracetak merupakan suatu proses produksi komponen struktur/arsitektural bangunan pada suatu tempat atau lokasi yang berbeda dengan tempat atau lokasi dimana nantinya komponen struktur/arsitektural tersebut akan digunakan (Ervianto, 1999). Sedangkan menurut SNI 2847:2002 Pasal 3.16, beton pracetak merupakan elemen yang dicetak terlebih dahulu sebelum dirakit menjadi bangunan. Dalam hal seperti ini beton pracetak tidaklah berbeda dengan beton biasa. Yang membedakannya adalah beton pracetak dicetak di tempat khusus (secara fabrikasi) sedangkan beton biasa dibuat langsung di tempat (*cor in-situ*).

Sistem pracetak memiliki beberapa keunggulan dibandingkan dengan beton cor setempat. Beberapa keunggulan yang telah diteliti sebelumnya dapat dilihat pada gambar 2.1



**Gambar 2.1** Perbandingan Tingkat Kepuasan Kontraktor Menggunakan Metode Pracetak dengan Cor Setempat dengan Berbagai Macam Kriteria  
(Sumber : Khakim, Anwar, dan Hasyim, 2011)

## 2.2 Karakteristik Resiko Gempa Wilayah

Pada SNI 1726:2012 dalam perencanaan desain seismik gempa, bangunan gedung dan non gedung dikategorikan beberapa jenis (pasal 4.1), serta diklasifikasikannya situs tanah yang nantinya akan dihitung respon spektral yang terjadi pada daerah tersebut.

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen. Pembesaran gempa didesain sesuai dengan kategori resiko bangunan gedung, situs tanah serta parameter percepatan gempa.

**Tabel 2.1** Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Brokop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dari/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

**Tabel 2.1** Kategori Risiko Gedung dan Non-gedung untuk Beban Gempa (Lanjutan )

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Dari tabel di atas akan didapatkan kategori resiko bangunan gedung dan non gedung tersebut, akan didapatkan faktor keutamaan gempa.

**Tabel 2.2** Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

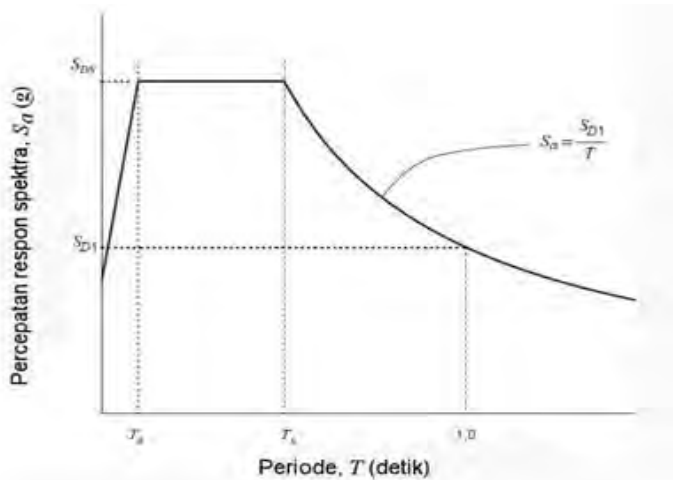
**Tabel 2.3** Klasifikasi Tanah

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100



SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai



Gambar 2.2 Respon Spectrum Rencana

## 2.3 Sistem Struktur dan Struktur Gedung

### 2.3.1 Sistem Struktur

Pada perencanaan suatu gedung, sistem struktur yang digunakan merupakan hal yang perlu diperhatikan. Berdasarkan SNI 2847:2002 pasal 23.2 suatu bangunan gedung diharuskan memiliki sistem struktur yang sesuai dengan faktor daya tahan

terhadap gempa. Berikut adalah pembagian sistem struktur menurut wilayah gempanya :

1. Wilayah gempa 1 dan 2 (resiko gempa rendah).  
Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Wilayah gempa 3 dan 4 (resiko gempa sedang).  
Desain dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Wilayah gempa 5 dan 6 (resiko gempa tinggi).  
Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus dengan beton khusus.

### **2.3.2 Struktur Gedung**

Suatu gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan apabila memenuhi ketentuan SNI 1726:2010. Jika gedung tidak memenuhi ketentuan tersebut, maka ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan.

### **2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)**

Membangun di wilayah resiko gempa tinggi, yang masuk wilayah gempa 5 dan 6, dan untuk memikul gaya-gaya akibat gempa harus menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) atau sistem dinding struktur khusus (SDSK) atau sistem dual khusus. (Rahmat Purwono, 2005)

Menurut SNI 1726:201X pasal 3.53, tentang perencanaan bangunan terhadap gempa menyebutkan bahwa SRPMK merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur.

Persyaratan-persyaratan fundamental untuk SRPMK yang daktail adalah :

1. Sedapatnya menjaga keteraturan struktur
2. Cukup kuat menahan gempa normative yang ditentukan berdasarkan kemampuan disipasi energi.
3. Cukup kaku untuk membatasi penyimpangan.
4. Hubungan balok kolom cukup kuat menahan rotasi yang terjadi
5. Komponen-komponen balok dan kolom mampu membentuk sendi plastis tanpa mengurangi kekuatannya yang berarti
6. Balok-balok mendahului terbentuknya sendi-sendi plastis yang tersebar diseluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom
7. Tidak ada kolom yang lebih lemah yang akan menyebabkan sendi-sendi plastis di ujung atas dan bawah pada kolom-kolom lain ditingkat itu yang menjurus pada keruntuhan seluruh struktur, (Prof. Rachmad Purwono, Tavio; Seminar dan Pameran HAKI 2007)

Konsep “*strong column weak beam*” dalam sitem rangka pemikul momen khusus mengandung arti bahwa konstruksi kolom yang ada harus lebih kaku dari pada balok, sehingga kerusakan struktur ketika terjadi beban lateral/gempa, terlebih dahulu terjadi pada balok, lalu kerusakan struktur terjadi pada kolom. Dengan kata lain, balok-balok mendahului pembentukan sendi-sendi plastis yang tersebar di seluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom.

#### **2.4.1 Rangka Momen Khusus yang Menggunakan Beton Pracetak**

Suatu gedung dibangun menggunakan beton pracetak yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa haruslah memenuhi ketentuan SNI 2847:2013 pasal 21.8.2. Rangka momen khusus dengan sambungan daktil yang dibangun menggunakan beton pracetak harus memenuhi :

- a.  $V_n$  untuk sambungan yang dihitung menurut pasal 11.6.4 tidak boleh kurang dari  $2V_e$  dimana  $V_e$  dihitung menurut pasal 21.5.4.1 atau 21.6.5.1 ;

- b. Sambungan mekanis tulangan beton harus ditempatkan tidak lebih dekat dari  $h/2$  dari muka joint dan harus memenuhi persyaratan dari 21.1.6

Dan semua persyaratan untuk rangka momen khusus yang dibangun dengan beton cor ditempat.

Pasal 21.8.3 Rangka momen khusus dengan sambungan kekuatan yang dibangun dengan menggunakan beton pracetak harus memenuhi :

- a. Ketentuan pasal 21.5.1.2 berlaku untuk segmen-segmen antara lokasi dimana pelelehan tulangan diharapkan terjadi akibat perpindahan desain ;
- b. Kekuatan desain sambungan kekuatan,  $\phi S_n$  tidak boleh kurang dari  $S_e$  ;
- c. Tulangan longitudinal utama harus dibuat menerus melintasi sambungan dan harus disalurkan di luar baik sambungan kekuatan dan daerah sendi plastis ; dan
- d. Untuk sambungan kolom ke kolom,  $\phi S_n$  tidak boleh kurang dari  $1,4S_e$ . Pada sambungan kolom ke kolom,  $\phi M_n$  tidak boleh kurang dari  $0,4M_{pr}$  untuk kolom dalam tinggi tingkat, dan  $\phi V_n$  sambungan tidak boleh kurang dari  $V_e$  yang ditentukan oleh pasal 21.6.5.1.

Dan semua persyaratan untuk rangka momen khusus yang dibangun dengan beton cor ditempat.

## 2.5 Sistem Beton Pracetak

Sistem beton pracetak dapat diartikan sebagai suatu proses produksi elemen struktur/arsitektural bangunan pada suatu tempat/lokasi yang berbeda dengan tempat/lokasi di mana elemen struktur/arsitektural tersebut akan digunakan.

Pembuatan elemen beton pracetak dapat dilakukan di pabrik maupun di lapangan. Pembuatan elemen di pabrik biasanya bersifat permanen dan dapat dilaksanakan dengan berbagai metode yang menyangkut proses produksi dan peralatan yang digunakan. Metode yang digunakan disesuaikan dengan jumlah elemen yang akan diproduksi, agar didapat suatu produk

yang ekonomis. Sedangkan pada pelaksanaan di lapangan, karena bersifat sementara maka metode yang digunakan juga terbatas.

### 2.5.1 Pelat

Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gempa yang terjadi. Pada waktu pengangkatan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah komposit.

### 2.5.2 Balok

Balok berfungsi untuk memikul beban-beban semisal beban pelat dan berat balok itu sendiri serta beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut.

Ada 3 jenis balok pracetak, yaitu :

- a. Balok berpenampang L (*L-shaped beam*)
- b. Balok berpenampang T terbalik (*Inverted Tee Beam*)
- c. Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*)

Keuntungan dari balok jenis ini adalah pada saat fabrikasi memudahkan dalam bekisting, selain itu lebih ekonomis.

Penentuan tinggi balok minimum,  $h_{min}$  dihitung berdasarkan SNI 2847:2002 pasal 11.5.2.3b, dimana bila persyaratan ini telah dipenuhi maka tidak dilakukan kontrol terhadap lendutan.

### 2.5.3 Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (total collapse) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

## 2.6 Perencanaan Sambungan

Dalam perencanaan beton pracetak baik komponen pelat lantai, balok dan kolom harus memperhatikan sambungan. Sambungan memiliki beberapa fungsi diantaranya adalah menyalurkan beban-beban yang bekerja, menyatukan masing-masing komponen beton pracetak tersebut menjadi satu kesatuan yang monolit sehingga dapat mengupayakan stabilitas struktur bangunannya.

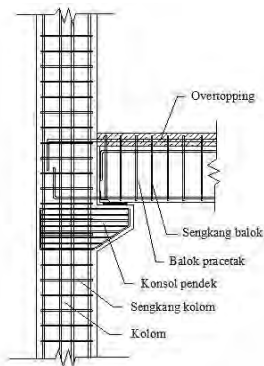
Menurut SNI 2847:2002 Pasal 18.6 gaya-gaya boleh disalurkan antara komponen-komponen struktur dengan menggunakan *grouting*, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut.

Sambungan pada komponen beton pracetak dibagi 2 macam, yaitu Sambungan Basah merupakan sambungan dengan menggunakan cor setempat (*in situ concrete joint*). Selanjutnya Sambungan kering dimana dapat menggunakan sambungan las ataupun sambungan baut.

### 2.6.1 Sambungan Basah ( *In-situ Concrete Joint* )

Pada komponen beton pracetak terdapat besi tulangan yang keluar dari bagian ujungnya, dimana antartulangan pada komponen beton pracetak tersebut nantinya akan dihubungkan dengan bantuan *mechanical joint*, *mechanical coupled*, *splice sleeve*, maupun panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan dilakukan pengecoran beton.

Sambungan basah dapat berfungsi untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkai, susut serta perubahan suhu. Selain itu, sambungan basah dianjurkan untuk bangunan di daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen beton pracetak menjadi monolit.



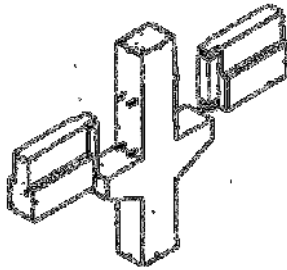
**Gambar 2.3** Sambungan Basah (*In-Situ Concrete Joint*)

### 2.6.2 Sambungan Kering (*Dry Connection*)

Alat sambung kering dalam menyatukan komponen beton pracetak menggunakan plat baja yang ditanamkan dalam beton dan ditempatkan pada ujung-ujung yang akan disatukan. Fungsi dari plat baja ini adalah untuk meneruskan gaya-gaya sehingga plat baja ini harus benar-benar menyatu dengan material betonnya. Dalam penyatuan komponen-komponen beton pracetak dapat digunakan alat sambung berupa baut atau las. Untuk menghindari terjadinya korosi pada plat baja, setelah proses penyambungan selesai maka lubang sambungan tersebut harus di-*grouting*.

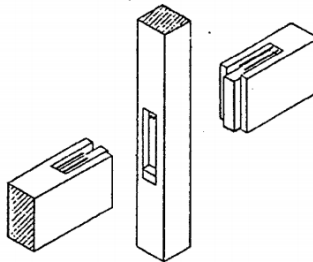
#### 1) Sambungan Kaku antara Balok-Kolom Menerus

Pada pertemuan antara balok dengan kolom, ujung balok didukung oleh *corbels* yang menjadi satu dengan kolom. Penyatuan antara dua komponen tersebut menggunakan las yang dilaksanakan pada plat baja yang tertanam dalam balok dengan plat baja yang telah disiapkan pada sisi kolom.



**Gambar 2.4** Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus dengan Alat Sambung Las  
(Sumber : Ervianto, 2006)

Jika karena sesuatu hal maka pada kolom tidak dikehendaki adanya *corbel* maka untuk menyatukan kedua komponen tersebut dapat digunakan baja siku yang ditempatkan pada balok.



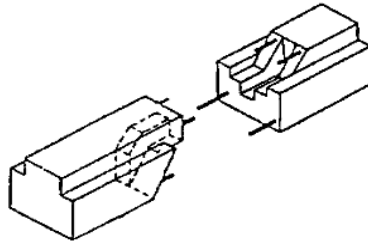
**Gambar 2.5** Sambungan Kaku antara Balok dengan Kolom Menerus tanpa *Corbel* atau *Shoulder*  
(Sumber : Ervianto, 2006)

## 2) Sambungan Sistem Lambda

Sambungan jenis ini digunakan untuk pelaksanaan penyatuan antarbalok. Cara penyambungannya adalah dengan menempatkan pin pada ujung balok yang akan disatukan. Pin tersebut kemudian disatukan dengan alat sambung berupa baut ataupun las dan diikuti dengan *grouting* untuk menghindari korosi



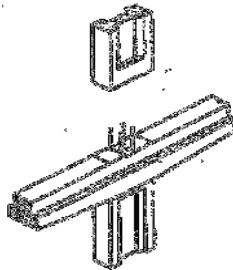
yang mungkin terjadi. Sambungan antarbalok sebaiknya ditempatkan pada daerah dengan momen terkecil.



**Gambar 2.6** Sambungan Balok dengan *Pin-Joint*  
(Sumber : Ervianto, 2006)

### 3) Sambungan Kolom dengan *Pin Joints*

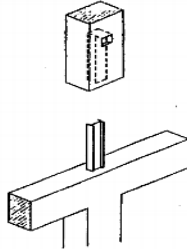
Untuk menyatukan dua buah kolom yang mempunyai tampang I dapat digunakan pin yang terletak pada bagian atas dari kolom bawah dan kemudian pada bagian bawah kolom atas disiapkan lubang untuk memasukkan pin ke dalam lubang kemudian menggunakan baut sebagai alat bantu. Ujung atas baut di-*grouting* untuk menghindari terjadinya korosi.



**Gambar 2.7** Sambungan *Pin-Joint* pada Kolom dengan Baut sebagai  
Alat Sambung  
(Sumber : Ervianto, 2006)

Cara lain untuk menyatukan kolom adalah menggunakan baja profil I yang ditempatkan pada ujung atas dari kolom bagian bawah, sedangkan ujung bawah dari kolom bagian atas diberi

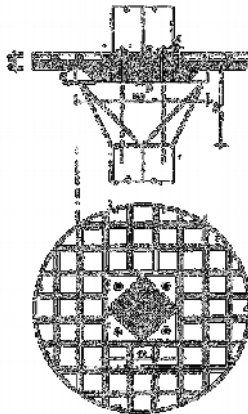
lubang untuk menempatkan profil tersebut dan dilakukan *grouting* untuk menyatukannya.



**Gambar 2.8** Sambungan Kolom dengan Profil I  
(Sumber : Ervianto, 2006)

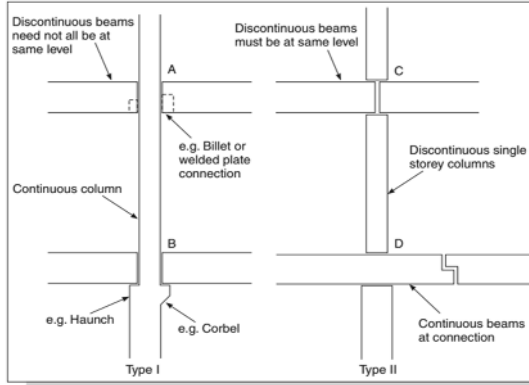
4) Sambungan Baut pada *Mushroom Structure*

Penyatuan komponen beton pracetak tipe *mushroom* dapat dilakukan dengan alat sambung baut. Cara penyambungannya dapat dilihat pada Gambar 2.8.



**Gambar 2.9** Sambungan Baut antara Kolom dengan Plat *Cantilever*  
pada Keempat Sisinya  
(Sumber : Ervianto, 2006)

Menurut Kim S. Elliot, ada 2 tipe sambungan balok-kolom yaitu tipe I (elemen vertikal menerus) dan tipe II (elemen vertikal tidak menerus).



**Gambar 2.10** Tipe Sambungan Balok-Kolom  
(Sumber : Kim S. Elliot, 2002)

# 1. Tipe I (Elemen Vertikal Menerus)

Terdiri dari 2 kategori :

## A. *Hidden Connections*

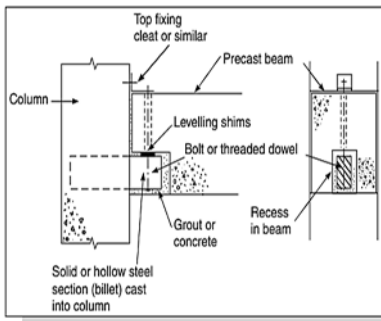


Figure 9.9: Billet beam-to-column hidden connection.

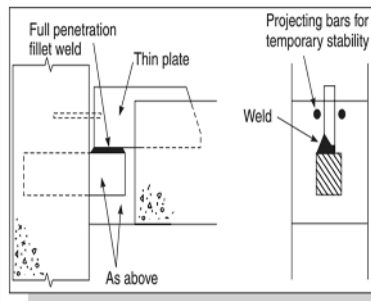


Figure 9.10: Welded plate beam-to-column hidden connection.

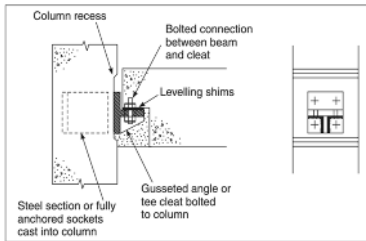


Figure 9.11: Cleat beam-to-column hidden connection.

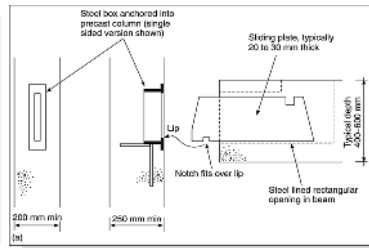


Figure 9.12: Sliding plate beam-to-column hidden connection in detail.

**Gambar 2.11 Hidden Connections** untuk Elemen Vertikal Menerus  
(Sumber : Kim S. Elliot, 2002)

### B. Visible Connections

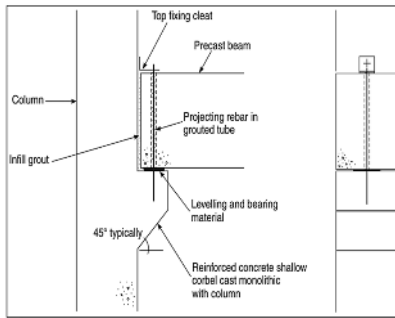


Figure 9.13: Shallow corbel beam-to-column visible connection.

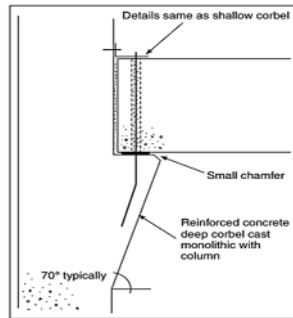


Figure 9.14: Deep corbel beam-to-column visible connection.

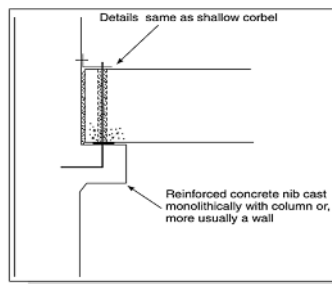


Figure 9.15: Nib beam-to-column (or wall) visible connection.

**Gambar 2.12 Visible Connections** untuk Elemen Vertikal Menerus  
(Sumber : Kim S. Elliot, 2002)

## 2. Tipe II (Elemen Vertikal Tidak Menerus)

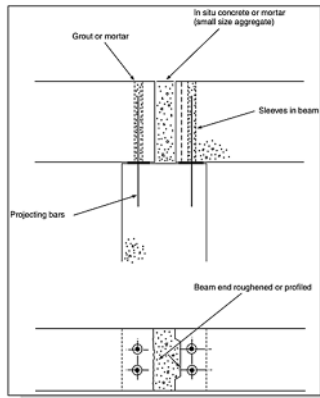


Figure 9.18: Beam-to-column head connection.

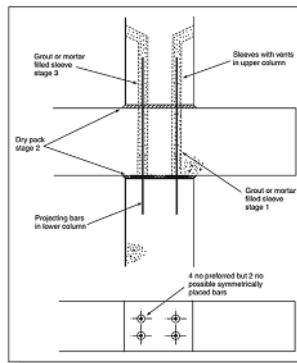


Figure 9.19: Continuous beam to discontinuous column connection.

**Gambar 2.13** Tipe II (Elemen Vertikal Tidak Menerus)  
(Sumber : Kim S. Elliot, 2002)

**Tabel 2.4** Perbandingan antara Sambungan Basah dan Sambungan Kering (Sumber : Ervianto, 2006)

Deskripsi	Sambungan Basah	Sambungan Kering
Keutuhan struktur	Monolit	Tidak Monolit
Waktu agar sambungan berfungsi secara efektif	Perlu <i>setting time</i>	Segera dapat berfungsi
Ketinggian Bangunan	-	Max 25 meter
Waktu Pelaksanaan	Lebih lama karena membutuhkan waktu untuk <i>setting time</i>	Lebih cepat 25% - 40% dari <i>in-situ concrete joint</i>
Toleransi Dimensi	Lebih tinggi dari sambungan baut dan las	Rendah, sehingga dibutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan <i>erection</i>

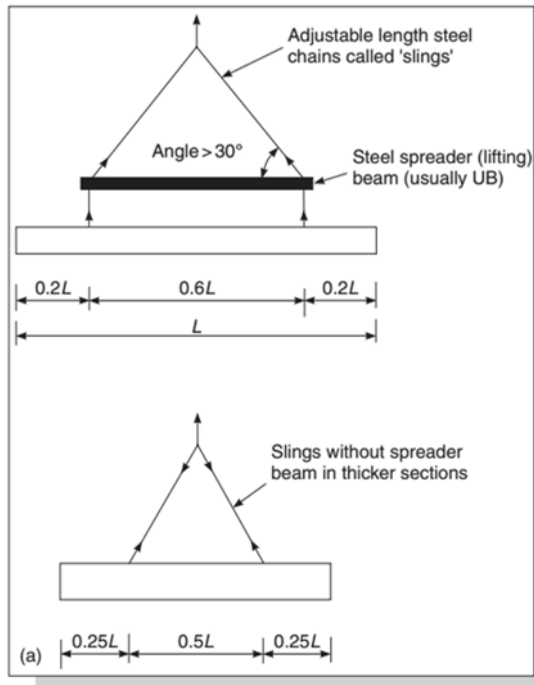
## 2.7 Pengangkatan Elemen Pracetak

Untuk menjamin agar elemen pracetak tidak mengalami kerusakan/keretakan elemen pracetak harus diperhatikan dengan pada saat proses pengangkatan maupun penyimpanan. Setelah dilakukan perencanaan struktur sekunder perlu dilakukan kontrol pengangkatan, dimana dalam pelaksanaan pekerjaan beton pracetak perlu *erection* atau pengangkatan elemen pracetak dari

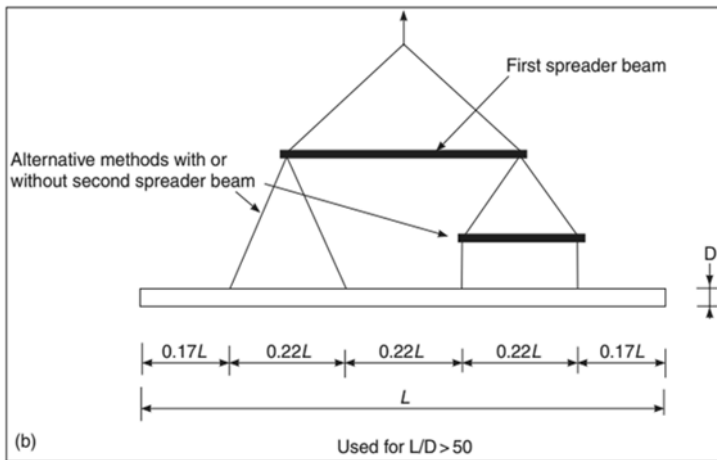
site ke tempat pemasangan beton pracetak harus diperhatikan dengan teliti.

Berikut adalah beberapa tata cara mengangkat elemen beton pracetak sesuai PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition, 2004 :

a. Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak

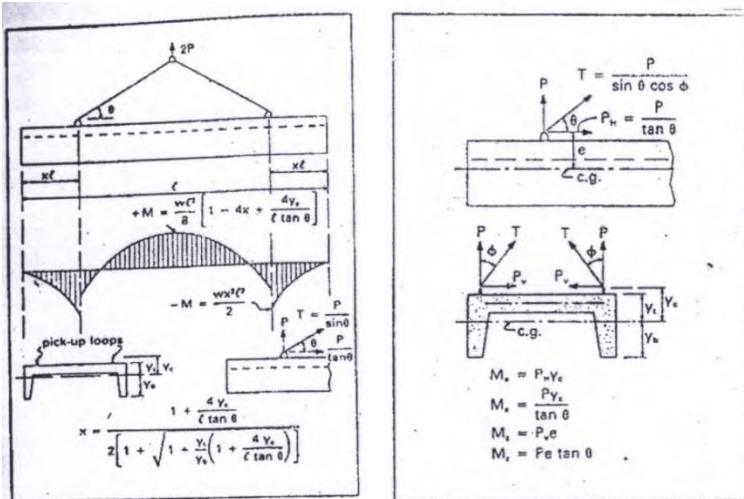


**Gambar 2.14** Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 2 Titik Angkat



**Gambar 2.15** Titik Angkat untuk Kolom Beton Pracetak dengan 4 Titik Angkat

b. Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak



**Gambar 2.16** Titik Angkat untuk Balok Beton Pracetak



Dalam melakukan pengangkatan elemen pracetak akan mengakibatkan momen. Oleh karena itu, sebelum dilakukan pengangkatan pada elemen pracetak harus dipilih alternatif terbaik untuk pengangkatan elemen pracetak tersebut. Dengan demikian elemen pracetak tersebut terjamin dari kerusakan serta aman dalam operasional pengangkatan elemen pracetak.

## **2.8 Metode Membangun dengan Konstruksi Pracetak**

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam membangun suatu konstruksi beton pracetak adalah sebagai berikut :

a. Rangkaian kegiatan yang dilakukan pada proses produksi :

1. Pembangunan rangka tulangan
2. Pembuatan cetakan
3. Pembuatan campuran beton
4. Pengecoran beton
5. Perawatan beton (*curing*)
6. Penyempurnaan akhir
7. Penyimpanan

b. Transportasi dan alat angkat

Transportasi merupakan kegiatan pengangkatan elemen pracetak dari pabrik ke lokasi pemasangan. Sistem transportasi ini sangat berpengaruh terhadap waktu, efisiensi konstruksi dan biaya. Yang harus diperhatikan dalam sistem transportasi ini adalah :

1. Spesifikasi alat transportasi
2. Rute transportasi
3. Perijinan

Alat angkat adalah alat untuk memindahkan elemen beton pracetak dari tempat penumpukan ke posisi perakitan. Alat angkut dikategorikan sebagai berikut :

1. *Mobile crane*
2. *Telescopic crane*
3. *Tower crane*
4. *Portal crane*

c. Pelaksanaan konstruksi (*Erection*)

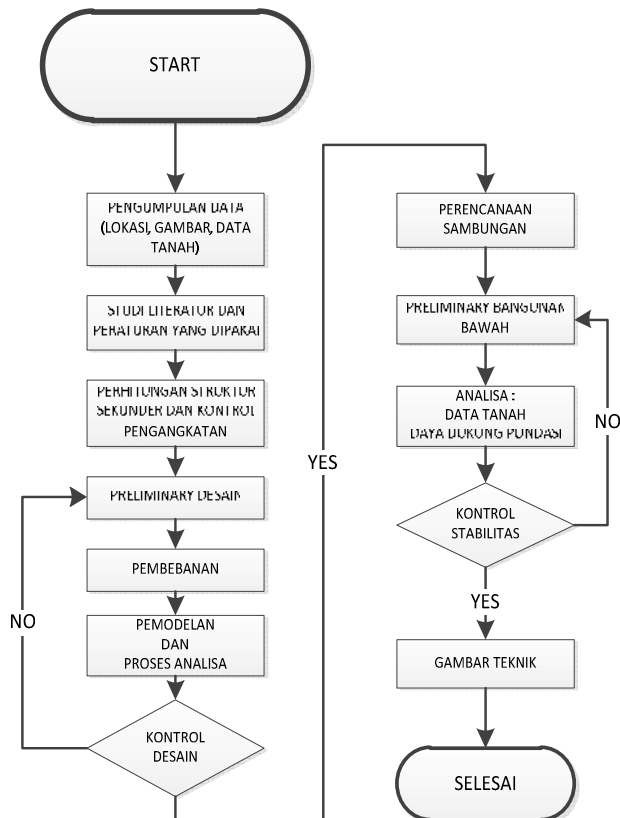
Metode dan jenis ereksi yang terjadi pada pelaksanaan konstruksi pracetak diantaranya :

1. Dirakit per elemen
2. *Lift – Slab System*  
*Lift – Slab System* merupakan pengikatan elemen lantai ke kolom dengan menggunakan dongkrak hidrolis.
3. *Slip – Form System*  
Sistem ini beton dituangkan di atas cetakan baja yang dapat bergerak memanjat ke atas mengikuti penambahan ketinggian dinding yang bersangkutan.
4. *Push – Up/Jack –Block System*  
Sistem ini lantai teratas atap dicor terlebih dahulu kemudian diangkat dengan *hydraulic – jack* yang dipasang di bawah elemen pendukung vertikal.
5. *Box System*  
Sistem yang menggunakan dimensional berupa modul-modul kubus beton.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

### BAB III METODOLOGI

Guna memperlancar Tugas Akhir, maka diperlukan alur dari setiap tahapan perencanaan. Tahapan-tahapan perencanaan yang akan digunakan untuk merencanakan Gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum pada Tugas Akhir ini adalah :



**Gambar 3.1** Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir

### 3.1 Pengumpulan Data

Data-data yang dikumpulkan merupakan data lapangan yang digunakan dalam perencanaan. Data tersebut berupa data tanah dan data gedung yang digunakan sebagai objek perencanaan ulang dalam hal ini gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum, seperti site plan, denah, pembalokan serta data-data lain yang diperlukan.

- Data Umum Gedung
  - Nama Gedung : Gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum
  - Lokasi Gedung : Jl. Bintoro No. 21-25 , Kec.Tegalsari, Surabaya
  - Fungsi Gedung : Hotel
  - Jumlah Lantai : 15 lantai
  - Tinggi Total Gedung : 54,00 meter
- Data Bahan
  - Mutu Beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa
  - Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa
- Data Tanah : Terlampir

### 3.2 Studi Literatur dan Peraturan yang Dipakai

Mencari literatur dan peraturan yang digunakan dalam perencanaan ulang yang akan menjadi acuan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Adapun beberapa literatur serta peraturan yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

1. SNI 2847:2013
2. SNI 1726:2012
3. SNI 1727:2013
4. PCI 6<sup>th</sup> Edition
5. Kim S. Elliot. 2002. *Precast Concrete Structures*.
6. Wulfram I. Ervianto. 2006. Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi.
7. Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

### 3.3 Preliminary Desain

Preliminary desain merupakan perencanaan dimensi elemen-elemen struktur yang mencakup balok anak, balok induk, kolom dan pelat. Tahapan ini diperlukan dalam panduan perhitungan struktur dan analisa pada perencanaan dari gedung ini.

#### 3.3.1 Penentuan Dimensi Pelat

Dalam menentukan dimensi pelat, langkah-langkah perhitungannya adalah :

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat tergolong pelat satu arah (*one way slab*) atau pelat dua arah (*two way slab*).
2. Tebal minimum pelat satu arah (*One-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)). Sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :
  - a. Untuk  $\alpha_m$  yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2
    - 1) Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm
    - 2) Tebal pelat dengan penebalan 100 mm
  - b. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{I_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-12) dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 2,0 , ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

(SNI 2847:2013, persamaan 9-13) dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

dimana :

$\beta$  = rasio dimensi panjang terhadap pendek

$\alpha_m$  = nilai rata - rata dari  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

### 3.3.1.1 Penentuan Tulangan Lentur Pelat

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur pelat sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

### 3.3.1.2 Perhitungan Tulangan Geser

Sedangkan untuk perhitungan kebutuhan tulangan geser, dapat dilakukan langkah-langkah sebagai berikut :

- 1) Hitung  $V_u$  pada titik berjarak  $d$  dari ujung perletakan
- 2) Cek  $V_u \leq \phi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$   
 Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang
- 3) Kriteria kebutuhan tulangan geser :
  - ❖  $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$  Tidak perlu penguatan geser
  - ❖  $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$  dipakai tulangan geser minimum
  - ❖  $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$  diperlukan tulangan geser
  - ❖  $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \rightarrow \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d) \rightarrow$  perlu tulangan geser

dimana :

- $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$
- $V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w \cdot d$
- $\phi = 0,6$  (untuk geser)

Keterangan :

$V_c$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

$V_s$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Tulangan geser

$V_n$  = Kekuatan geser Nominal ( $V_c + V_s$ )

$V_u$  = Gaya geser Berfaktor

- 4) Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4 :

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari  $d/2$  sepanjang panjang komponen struktur.

### 3.3.1.3 Perhitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

### 3.3.2 Penentuan Dimensi Balok

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

Digunakan apabila  $f_y = 420$  Mpa

$$h_{min} = \frac{L}{16}$$



Digunakan untuk  $f_y$  selain 420 Mpa

$$h_{min} = \frac{L}{16} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Digunakan untuk nilai  $W_c$  1440 – 1840 kg/m<sup>3</sup>

$$h_{min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003w_c)$$

### 3.3.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada diagram alir (Gambar 3.2) dan harus memenuhi ketentuan SRPMM yang tercantum dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.3.2.

### 3.3.2.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi  $\Phi V_n \geq V_u$ , dimana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\Phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

(SNI 2847:2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ )

$$V_n = V_c + V_s$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)

Dan untuk

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'_c}b_wd$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u$$

(SNI 03-2847-2002, Pasal 11.1)

Dimana :

$V_u$  = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser nominal tulangan geser

### 3.3.3 Penentuan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'}$$

Dimana :  $W$  = Beban aksial yang diterima kolom

$f_c'$  = Kuat tekan beton karakteristik

$A$  = Luas penampang kolom

#### 3.3.3.1 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

### 3.3.4 Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong*

*column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.

### 3.3.5 Perencanaan Struktur Dinding Geser

#### 3.3.5.1 Kuat Aksial Rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{mw} = 0,55 \phi f' c . Ag \left[ 1 - \left( \frac{k . I_c}{32h} \right)^2 \right]$$

SNI 2847:2013 pasal 14.5.2

#### 3.3.5.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f' c} . h . d \geq V_u$$

SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.

Dimana :

d = 0,8 Iw

### 3.4 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan beban-beban yang bekerja disesuaikan dengan peraturan pembebanan SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2012.

- Beban Gravitasi (Beban Mati dan Beban Hidup)
- Beban Gempa
- Kombinasi Pembebanan

#### 3.4.1 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1

- 1) U = 1,4 D

- 2)  $U = 1,2 D + 1,6 L$
- 3)  $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
- 4)  $U = 1,0 D + 1,0 L$
- 5)  $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

U : beban ultimate

D : beban mati

L : beban hidup

E : beban gempa

### 3.5 Pemodelan dan Analisa Struktur

Model struktur dibuat mendekati seperti kondisi aslinya yaitu menyatukan struktur utama serta struktur sekunder. Komponen-komponen struktur utama dan sekunder akan dimodelkan dalam SAP 2000v14. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam menganalisa struktur utama diantaranya adalah :

- Bentuk gedung.
- Dimensi tiap-tiap elemen struktur yang telah dicari dari perhitungan preliminary desain.
- Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanannya.

### 3.6 Kontrol Desain

Pada tahapan ini, perlu dikontrol terlebih dahulu sebelum memasuki tahapan selanjutnya. Kontrol ini berupa kontrol terhadap geser, lendutan serta lentur.

### 3.7 Perencanaan Sambungan

Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang cukup besar. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak

direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (*cast in place emulation*).

Dengan metode konstruksi semi pracetak, yaitu elemen pracetak dengan tuangan beton cast in place di atasnya, maka diharapkan sambungan elemen-elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Untuk menjamin kekakuan dan kekuatan pada detail sambungan ini memang butuh penelitian mengenai perilaku sambungan tersebut terhadap beban gempa. Berdasarkan beberapa referensi hasil penelitian yang dimuat dalam PCI jurnal, ada rekomendasi pendetailan sambungan elemen pracetak dibuat dalam kondisi daktail sesuai dengan konsep desain kapasitas *strong coloumn weak beam*.

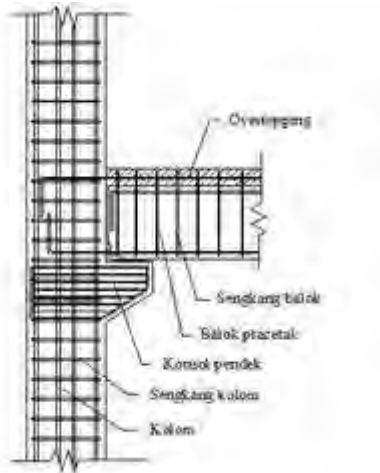
Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombuinasi cara – cara tersebut. Dalam penulisan tugas akhir ini digunakan sambungan dengan pelapisan beton bertulang cor setempat.

### **3.7.1 Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom**

Sambungan antara balok pracetak dengan kolom harus bersifat kaku atau monolit. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

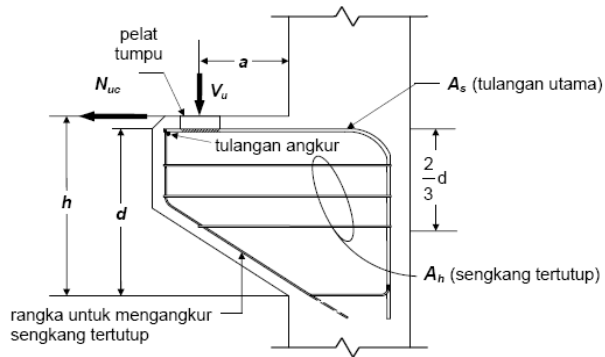
- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.

- Pemasangan dowel dan pemberian grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara balok pracetak dan kolom untuk mengantisipasi gaya lateral yang bekerja pada struktur.



**Gambar 3.2** Sambungan Balok dengan Kolom

Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.

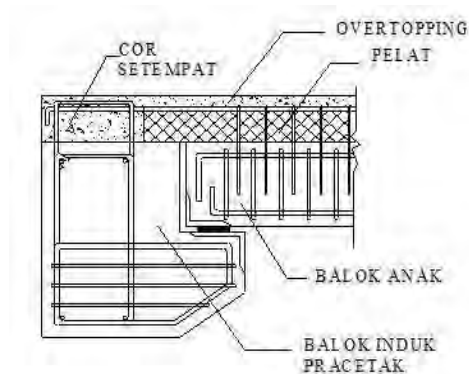


**Gambar 3.3** Parameter Geometri Konsol Pendek

### 3.7.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya 1/180 kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SK SNI 2847:2013.

Dalam perancangan sambungan balok induk dengan balok anak digunakan konsol pada balok induk. Balok anak diletakkan pada konsol pendek pada balok induk, kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk ini sama dengan perencanaan konsol pada kolom.



**Gambar 3.4** Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

### 3.8 Perencanaan Bangunan Bawah

Perencanaan bangunan bawah ini berupa perencanaan pondasi yang ada pada proyek pembangunan gedung tersebut.

#### 3.8.1 Perencanaan pondasi

Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang. Perhitungan daya dukung pondasi didasarkan pada *Standart Penetration Test* (SPT) terlampir dengan menggunakan persamaan Luciano Decourt (1982).

$$QL = Q_s + Q_p$$

- $Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$
- $Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

Dimana :

$N_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4B di atas hingga 4B di bawah pondasi

$B$  = Diameter dasar pondasi

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$  (lempung)

$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$  (lanau berlempung)

$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}$  (lanau berpasir)

$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}$  (pasir)

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang



- $q_p$  = Tegangan di ujung tiang  
 $N_s$  = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam dengan batasan  $3 \leq N_s \leq 50$   
 $A_s$  = Luas selimut tiang  
 $q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral  $t/m^2$   
 $\alpha$  dan  $\beta$  = Koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

### 3.8.2 Daya dukung grup tiang pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut.

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tiang pancang

$n$  = jumlah tiang dalam grup

$C_e$  = efisiensi grup tiang pancang

### 3.8.3 Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang

a. *Conversi – Labarre*

$$C_e = 1 - \arctan \left( \frac{D}{s} \right) \cdot \left( \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{90 \cdot m \cdot n} \right)$$

Dimana :

$m$  = Jumlah baris tiang dalam grup

$n$  = Jumlah kolom tiang dalam grup

$D$  = Diameter sebuah tiang pondasi

$s$  = Jarak as ke as tiang dalam grup

b. *Los Angeles*

$$C_e = 1 - \frac{d}{\pi \cdot s \cdot m} \cdot [m \cdot (n - 1) + (m - 1) + \sqrt{2(m - 1)(n - 1)}]$$

c. *Terzaghi* (Daya dukung grup untuk tanah Lempung)

$$Q_G = \alpha^2 \cdot C_U \cdot N_C + 4 \cdot \alpha \cdot C_U \cdot D$$

$$\alpha = (n-1) s + d$$

Dimana :

D = Kedalaman tiang pondasi

S = Jarak as ke as tiang dalam grup

$C_u$  = Kohesi *Undrained*

n = Jumlah tiang dalam grup

d = Diameter tiang

### 3.8.4 Kontrol Geser Ponds pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\blacksquare \quad V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)

$$\blacksquare \quad V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)

$$\blacksquare \quad V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)

Dimana :

$\beta$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$b_o$  = keliling pada penampang kritis pada poer  
 $= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$

- $\alpha_s \rightarrow 30$ , untuk kolom tepi  
 $\rightarrow 40$ , untuk kolom tengah  
 $\rightarrow 20$ , untuk kolom pojok  
 $\phi V_c > P_u \dots \dots \text{OK}$  (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)

### 3.9 Gambar Teknik

Setelah tahapan perhitungan struktur selesai, hasil perhitungan tersebut dituangkan dalam gambar kerja yang meliputi :

- Gambar awal (eksisting) sebelum dilakukan perhitungan ulang dengan memperhatikan perubahan yang terjadi.
- Gambar struktur primer.
- Gambar struktur sekunder.
- Gambar struktur bangunan bawah.
- Gambar detail.

## **BAB IV**

### **PRELIMINARY DESAIN**

#### **4.1 Umum**

Dalam perencanaan suatu gedung, diperlukan tahapan perencanaan dimensi terlebih dahulu.

#### **4.2 Perencanaan Dimensi Balok**

Modifikasi pada tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam). Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap dimana tahap pertama balok pracetak dibuat dengan sistem fabrikasi yang kemudian pada tahap kedua dilakukan penyambungan dengan menggunakan sambungan basah. Pada tahap kedua balok dipasang dengan pengangkatan ke site lalu dilakukan *over-topping (cor in site)* setelah sebelumnya dipasang terlebih dahulu pelat pracetak. Dengan system tersebut maka akan membentuk suatu struktur yang monolit.

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada tabel 9.5.a adalah sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} L_b$$

Untuk lebar balok diambil  $\frac{2}{3}$  dari tinggi balok :

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

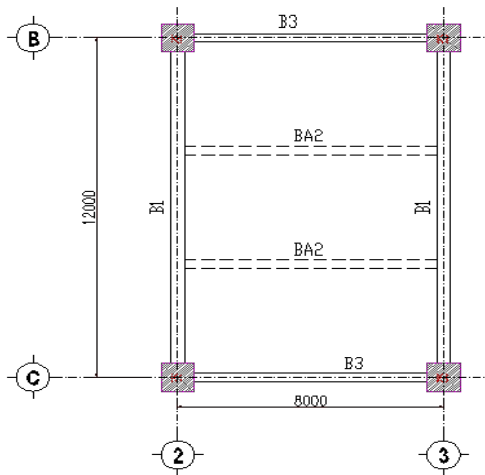
b = lebar balok

h = tinggi balok

$L_b$  = lebar kotor dari balok

$f_y$  = mutu baja tulangan

#### 4.2.1 Dimensi Balok Induk



**Gambar 4.1** Denah Balok Induk dan Balok Anak

**Balok induk memanjang : L = 12 meter**

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 1200 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 75 \text{ cm}$  digunakan  $h_{\min} = 90 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 75 = 50 \text{ cm} \approx \text{digunakan } b = 60 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 60/90 cm

**Dimensi balok induk melintang : L = 8 meter**

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 800 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 50 \text{ cm}$  digunakan  $h_{\min} = 60 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \text{ cm} \approx \text{digunakan } b = 40 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi balok induk melintang dengan dimensi 40/60 cm

**Tabel 4.1** Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Kode balok induk	Bentang bersih (Lb)	$h_{\min}$	b	$h_{\text{pakai}}$	$b_{\text{pakai}}$	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
B1	1200	75	50	90	60	60/90
B2	900	56,25	37,5	60	40	40/60
B3	800	50	33,33	60	40	40/60
B4	650	40,63	27,08	60	40	40/60

#### 4.2.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 Mpa sehingga digunakan :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times L \quad (\text{SNI 2847:2013 Tabel 9.5.a})$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

maka dimensi balok anak adalah :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times 900 \text{ cm} = 42,86 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 42,86 \text{ cm}$  digunakan  $h_{\min} = 50 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 42,86 = 28,57 \text{ cm} \approx \text{digunakan } b = 35 \text{ cm}$$

maka digunakan balok anak dengan dimensi 35/50

**Tabel 4.2** Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Kode Balok Anak	Bentang bersih ( $L_b$ )	$h_{min}$	$b$	$h_{pakai}$	$b_{pakai}$	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BA1	900	42,86	28,57	50	35	35/50
BA2	800	38,10	25,4	50	35	35/50
BA3	650	30,95	20,63	50	35	35/50

### 4.3 Perencanaan Tebal Pelat

#### 4.3.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum untuk satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 2847:2013. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5 tabel 9.5 (a).

#### 4.3.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

Pada perencanaan pelat digunakan metode *Half-Slab*, karena ditemukan beberapa kesulitan dalam pemasangan di lapangan, seperti beratnya beban pelat pracetak pada saat pengangkatan.

*Half-Slab* yang menggunakan beton pracetak sebagai dasarnya dan beton cor setempat sebagai *topping*/penutupnya. Karena *half-slab* merupakan metode yang baru baik di Indonesia maupun di luar Indonesia maka belum ada peraturan yang spesifik yang mengatur penggunaan *half-slab*.

Direncanakan pelat pracetak menggunakan metode *half-slab* memiliki dimensi sebagai berikut :

- Tebal pelat : 8 cm
- Overtopping : 6 cm

### 4.4 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 1200 x 800 cm.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data- data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 14 cm = 140 mm
- Tinggi lantai 1-2 = 4 m
- Tinggi tiap lantai 3-15 = 3,3 m
- Dimensi balok induk = 60/90 ; 40/60
- Dimensi balok anak = 35/50

#### 4.4.1 Dimensi Kolom Lantai 11 - 15

**Tabel 4.3** Beban Mati pada Lantai 11 – 15

		<b>Kg</b>
Pelat	12 x 8 x 0,14 x 2400 x 5 tingkat	= 161280
Penggantung	12 x 8 x 7 x 5 tingkat	= 3360
Plafond	12 x 8 x 11 x 5 tingkat	= 5280
Balok induk		
Melintang	8 x 0,4 x 0,6 x 2400 x 5 tingkat	= 23040
Memanjang	12 x 0,6 x 0,9 x 2400 x 5 tingkat	= 77760
Balok Anak	8 x 0,35 x 0,5 x 2400 x 5 tingkat	= 16800
Dinding	12 x 8 x 250 x 5 tingkat	= 120000
Tegel (2 cm)	12 x 8 x 0,02 x 24 x 5 tingkat	= 230.4
Spesi (2 cm)	12 x 8 x 0,02 x 21 x 5 tingkat	= 201.6
Aspal	12 x 8 x 0,01 x 1400	= 1344
Plumbing	12 x 8 x 10 x 5 tingkat	= 4800
Sanitasi	12 x 8 x 20 x 5 tingkat	= 9600
	<b>DL TOTAL</b>	<b>= 423696</b>

**Tabel 4.4** Beban Hidup pada Lantai 11 – 15

		<b>Kg</b>
Atap	12 x 8 x 100 x 1 tingkat	= 9600
Lantai	12 x 8 x 250 x 4 tingkat	= 96000
	<b>LL TOTAL</b>	<b>= 105600</b>



Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perhotelan (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$\begin{aligned} L_L &= 0,75 \times L_{L\text{total}} \\ &= 0,75 \times 105600 \text{ kg} \\ &= 79200 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, Berat Total} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\ &= 1,2 (423696) + 1,6 (79200) \\ &= 635155,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

Mutu beton = 30 Mpa = 300 kg/cm<sup>2</sup>

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{635155,20}{0,65 \times 300} = 3257,21 \text{ cm}^2$$

Misalkan  $b=h$ , maka  $b^2 = 3257,21 \text{ cm}^2$

$$b = 57,07 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

#### 4.4.2 Dimensi Kolom Lantai 6 - 10

**Tabel 4.5** Beban Mati pada Lantai 6 – 10

			<b>Kg</b>
Pelat	12 x 8 x 0,14 x 2400 x 5 tingkat	=	161280
Penggantung	12 x 8 x 7 x 5 tingkat	=	3360
Plafond	12 x 8 x 11 x 5 tingkat	=	5280
Balok induk			
Melintang	8 x 0,4 x 0,6 x 2400 x 5 tingkat	=	23040
Memanjang	12 x 0,6 x 0,9 x 2400 x 5 tingkat	=	77760
Balok Anak	8 x 0,35 x 0,5 x 2400 x 5 tingkat	=	16800
Dinding	12 x 8 x 250 x 5 tingkat	=	120000
Tegel (2 cm)	12 x 8 x 0,02 x 24 x 5 tingkat	=	230.4
Spesi (2 cm)	12 x 8 x 0,02 x 21 x 5 tingkat	=	201.6
Plumbing	12 x 8 x 10 x 5 tingkat	=	4800
Sanitasi	12 x 8 x 20 x 5 tingkat	=	9600
	<b>DL TOTAL</b>	<b>=</b>	<b>422352</b>

**Tabel 4.6** Beban Hidup pada Lantai 6 – 10

		<b>Kg</b>
Lantai 6 - 10	12 x 8 x 250 x 5 tingkat =	120000
	<b>LL TOTAL</b> =	<b>120000</b>

Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perhotelan (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$\begin{aligned}
 L_L \text{ Lt. 6-15} &= 0,75 \times L_{L\text{total}} \text{ Lt. 6-15} \\
 &= 0,75 \times (120000 + 105600) \text{ kg} \\
 &= 169200 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jadi, Berat Total} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\
 &= 1,2 (422352 + 423696) + 1,6 (169200) \\
 &= 1285977,60 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

Mutu beton = 30 Mpa = 300 kg/cm<sup>2</sup>

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{1285977,60}{0,65 \times 300} = 6594,76 \text{ cm}^2$$

Misalkan b=h, maka b<sup>2</sup> = 6594,76 cm<sup>2</sup>

$$b = 81,21 \text{ cm} \approx 90 \text{ cm}$$

#### 4.4.3 Dimensi Kolom Lantai 1 - 5

**Tabel 4.7** Beban Mati pada Lantai 1 – 5

			<b>Kg</b>
Pelat	12 x 8 x 0,14 x 2400 x 5 tingkat	=	161280
Penggantung	12 x 8 x 7 x 5 tingkat	=	3360
Plafond	12 x 8 x 11 x 5 tingkat	=	5280
Balok induk			
Melintang	8 x 0,4 x 0,6 x 2400 x 5 tingkat	=	23040
Memanjang	12 x 0,6 x 0,9 x 2400 x 5 tingkat	=	77760
Balok Anak	8 x 0,35 x 0,5 x 2400 x 5 tingkat	=	16800
Dinding	12 x 8 x 250 x 5 tingkat	=	120000
Tegel (2 cm)	12 x 8 x 0,02 x 24 x 5 tingkat	=	230.4
Spesi (2 cm)	12 x 8 x 0,02 x 21 x 5 tingkat	=	201.6
Plumbing	12 x 8 x 10 x 5 tingkat	=	4800
Sanitasi	12 x 8 x 20 x 5 tingkat	=	9600
	<b>DL TOTAL</b>	<b>=</b>	<b>422352</b>

**Tabel 4.8** Beban Hidup pada Lantai 1 – 5

			<b>Kg</b>
Lantai 1 - 5	12 x 8 x 250 x 5 tingkat	=	120000
	<b>LL TOTAL</b>	<b>=</b>	<b>120000</b>

Koefisien Reduksi beban hidup untuk gedung perhotelan (PPIUG, Tabel 4) adalah 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup:

$$\begin{aligned}
 L_L \text{ Lt. 1-15} &= 0,75 \times L_{L\text{total}} \text{ Lt. 1-15} \\
 &= 0,75 \times (120000 + 120000 + 105600) \text{ kg} \\
 &= 259200 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jadi, Berat Total

$$\begin{aligned}
 &= 1,2D_L + 1,6L_L \\
 &= 1,2 (423696 + 422352 + 422352) + 1,6 (259200) \\
 &= 2195527,68 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

Mutu beton = 30 Mpa = 300 kg/cm<sup>2</sup>

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{2195527,68}{0,65 \times 300} = 11259,12 \text{ cm}^2$$

Misalkan b=h, maka  $b^2 = 11259,12 \text{ cm}^2$

$$b = 106,11 \text{ cm} \approx 110 \text{ cm}$$

Maka dimensi kolom yang dipakai :

- Lantai 1 – 5        = 110 x 110 cm
- Lantai 6 – 10     = 100 x 100 cm
- Lantai 11 – 15    = 90 x 90 cm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



## **BAB V**

### **PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

#### **5.1 Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat Pracetak**

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 14 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 8 cm dan pelat cor setempat (*overtopping*) 6 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 1727:2013). Desain Pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

##### **1. Sebelum Komposit**

Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.

##### **2. Sesudah Komposit**

Keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Pada dasarnya, permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit adalah untuk perhitungan tulangan pelat. Pada saat sebelum komposit yaitu kondisi ketika pemasangan awal pelat, pelat diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan. Sedangkan pada saat setelah komposit, perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakkan terjepit elastis.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.

### 5.1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah :

- Tebal pelat = 14 cm
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa  $\rightarrow \beta_1 = 0,85$
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter tulangan rencana = 12 mm

### 5.1.2 Pembebanan Pelat Lantai

#### Sebelum komposit

- Beban mati (DL)
 

Berat sendiri	= $0,08 \times 2400$	= 192 kg/m <sup>2</sup>
Berat topping	= $0,06 \times 2400$	= 144 kg/m <sup>2</sup>
	DL	= 336 kg/m <sup>2</sup>
- Beban hidup (LL)
 

$K_{LL} = 1$  (SNI 1727:2013, Tabel 4.2)

Luas Tributary ( $A_T$ ) =  $4 \times 1,6 \text{ m} = 6,4 \text{ m}^2$

$K_{LL} \times A_T = 1 \times 6,4 \text{ m}^2 = 6,4 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2$

Maka, Beban hidup tidak perlu direduksi

Beban kerja = 192 kg/m<sup>2</sup>

(SNI 1727:2013, Tabel 4.1)

#### Setelah komposit

- Beban mati (DL)
 

Berat sendiri	= $0,14 \times 2400$	= 336 kg/m <sup>2</sup>
Plafon+penggantung	= $11 + 7 \text{ kg/m}^2$	= 18 kg/m <sup>2</sup>
Ubin (t = 2 cm)	= $0,02 \times 2400$	= 48 kg/m <sup>2</sup>
Spesi (t = 2 cm)	= $0,02 \times 2100$	= 42 kg/m <sup>2</sup>
Ducting AC+pipa	= $10 + 5 \text{ kg/m}^2$	= 15 kg/m <sup>2</sup>
	DL	= 459 kg/m <sup>2</sup>
- Beban hidup (LL)
 

Beban hidup pada lantai LL = 192 kg

(SNI 1727:2013, Tabel 4.1)



### **Kombinasi pembebanan pelat**

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 didapatkan

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ DL}$$

Berikut adalah perhitungan kombinasi pembebanan **pelat lantai** :

- Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja
 
$$Q_u = 1,2 \times 192 + 1,6 \times 192 = 537,6 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 2 sebelum komposit, topping telah terpasang
 
$$Q_u = 1,2 \times 336 + 1,6 \times 0 = 403,2 \text{ kg/m}^2$$
- Keadaan 3, setelah komposit
 
$$Q_u = 1,2 \times 459 + 1,6 \times 192 = 858 \text{ kg/m}^2$$

### **5.1.3 Perhitungan Tulangan Pelat**

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas. Tulangan pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan.

Data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat
 

Dimensi pelat	= 400 cm x 160 cm
Tebal pelat pracetak	= 80 mm
Tebal overtopping	= 60 mm
Tebal decking	= 20 mm
Diameter tulangan rencana	= 12 mm
Mutu tulangan baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 Mpa

- Kondisi sebelum komposit

$$d_x = 80 - 20 - \frac{12}{2} = 54 \text{ mm}$$

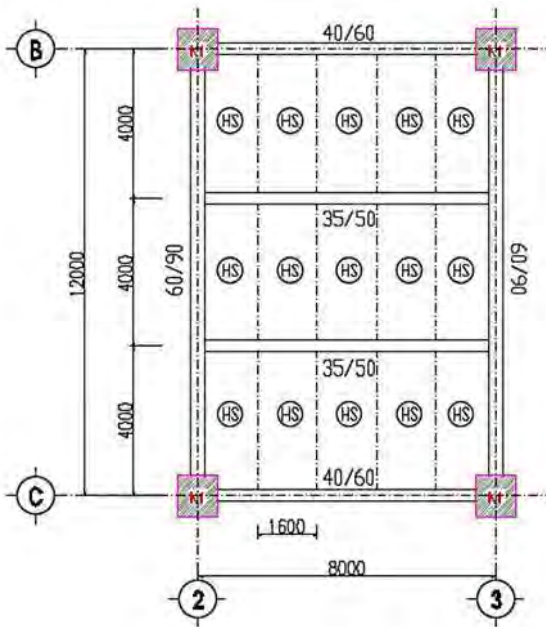
$$dy = 80 - 20 - 12 - \frac{12}{2} = 42 \text{ mm}$$

- Kondisi sesudah komposit

$$dx = 140 - 20 - \frac{12}{2} = 114 \text{ mm}$$

$$dy = 140 - 20 - 12 - \frac{12}{2} = 102 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$



**Gambar 5.1** Tipe Pelat HS 400 × 160 cm

$$L_x = 160 - (60/2) = 130 \text{ cm}$$

$$L_y = 400 - (40/2 + 35/2) = 362,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{362,5}{130} = 2,79 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Penulangan pokok pelat pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan, tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan, tulangan tariknya berada di bawah. Tulangan lapangan dan tulangan tumpuan baik tulangan bagi direncanakan menggunakan D12 mm ( $A_s = 113,097 \text{ mm}^2$ ).

**a) Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit**

Tebal pelat = 80 mm (sebelum komposit)

Tebal decking = 50 mm

$\emptyset$  tulangan = 12 mm ( $A_s = 113,097 \text{ mm}^2$ )

Tinggi efektif  $d = 80 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 = 54 \text{ mm}$

$$M_u = 1/8 q_u L^2 = 1/8 \times 537,6 \times 4^2 = 1075,2 \text{ kgm}$$

$$M_u = 10752000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{10752000}{0,9 \times 1000 \times 54^2} = 4,10$$

$\rho_{\min} = 0,002$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,10}{400}} \right) = 0,0112 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0112 > \rho_{\min} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0112 \times 1000 \times 54 = 606,52 \text{ mm}^2$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s\text{perlu}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{606,52 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 9,51 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30-28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,84} = \frac{9,51}{0,84} = 11,38$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (54 - 11,38)}{11,38} = 0,011 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times As\phi 12}{As \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 113,097}{606,52} = 186,47 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 80 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-125 mm ( $A_s = 1017,88 \text{ mm}^2$ )

- Tulangan bagi

Dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (demi tegangan suhu dan susut)

$$\text{Untuk } f_y = 400 \rightarrow As = \frac{0,18 b h}{100}$$

Tulangan pembagi di lapangan

$$As = \frac{0,18 \times 1000 \times 80}{100} = 144 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diperlukan tulangan } \phi 8-200 = 251,33 \text{ mm}^2 > 144 \text{ mm}^2$$

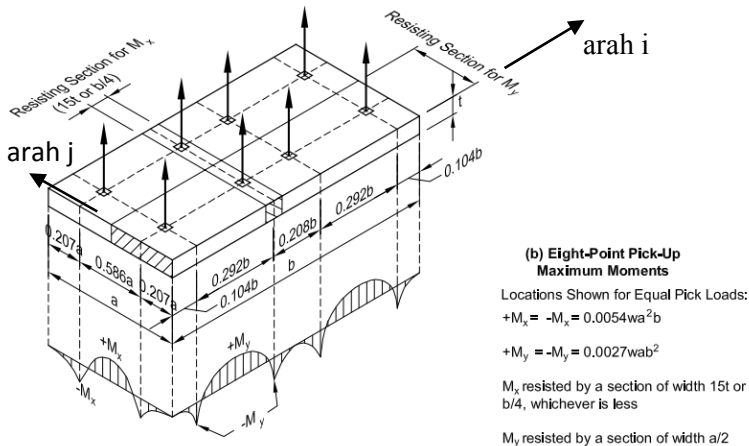
→ OK

#### b) Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk

pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat dengan dimensi 4 m x 1,6 m dengan delapan titik pengangkatan (*eight point pick up*).

### 1) Perhitungan Tulangan Angkat Pelat



**Gambar 5.2** Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (*PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fourth Edition, 1992*)

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 50 cm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ( $k = 1,2$ ) pada saat pengangkatan.
- $DL = 0,08 \times 4 \times 1,6 \times 2400 = 1228,8 \text{ kg}$

Beban ultimate =  $1,2 \times 1,4 \times 1228,8 \text{ kg} = 2064,38 \text{ kg}$

Gaya angkat tiap tulangan =  $2064,38 / 8 = 258,05 \text{ kg}$

Sesuai PPBBI pasal 2.2.2 tegangan tarik ijin baja :

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = f_y / 1,5 = 4000 / 1,5 = 2666,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{258,05}{2666,67 \times \pi}} = 0,18 \text{ cm}$$

Maka digunakan tulangan Ø8 mm.

## 2) Pengangkatan Pelat Tipe HS

Tegangan ijin untuk pengangkatan dengan asumsi usia beton pada saat pengangkatan adalah 3 hari (koefisien didapat dari Tabel 4.1.4 Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971) :

$$f'_{ci} = 0,4 \times f'c = 0,4 \times 30 = 12$$

$$f'_r = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,62 \times \sqrt{12} = 2,148 \text{ Mpa}$$

Tegangan ijin untuk pengangkatan pada saat erection dengan asumsi usia beton adalah mencapai 28 hari :

$$f'_r = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,62 \times \sqrt{30} = 3,396 \text{ Mpa}$$

Dengan menggunakan 8 titik angkat, maka :

$$W = 1,2 \times 0,08 \times 2400 = 230,4 \text{ kg/m}^2$$

(koefisien didapat dari PCI tabel 5.2.1)

- Transversal Bending

$$\begin{aligned} Z &= 1/6 \times a/2 \times t^2 \\ &= 1/6 \times 1,6/2 \times 0,08^2 \\ &= 0,00085 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

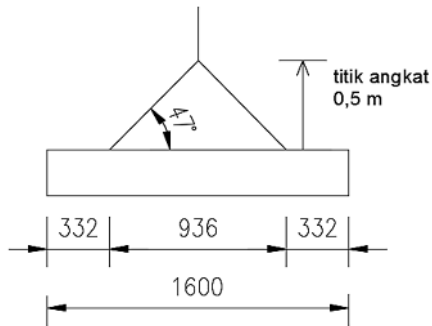
$$\begin{aligned} M_x &= 0,0054 \times w \times a^2 \times b \\ &= 0,0054 \times 230,4 \times 1,6^2 \times 4 \\ &= 12,740 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F' &= M_x / Z \\ &= 12,740 / 0,00085 \\ &= 14929,92 \text{ kg} = 0,187 \text{ Mpa} \\ f' &< f'_r \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 1600 \times 80^3 = 68266666,67 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{f'_r \times I_g}{\gamma_t} = \frac{2,148 \times 68266666,67}{40} = 3665481,39 \text{ Nmm} \\ &= 366,55 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_x < M_{cr} \quad \dots \text{OK}$$



**Gambar 5.3** Posisi Titik Angkat Pelat Arah j

- Longitudinal Bending

$$\begin{aligned} Z &= \frac{1}{6} \times b/2 \times t^2 \\ &= \frac{1}{6} \times 4/2 \times 0,08^2 \\ &= 0,00213 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

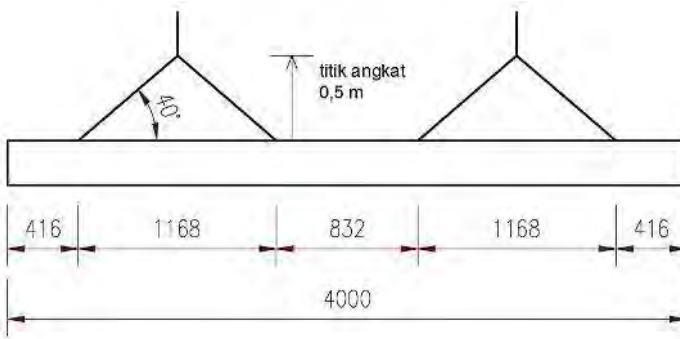
$$\begin{aligned} M_y &= 0,0027 \times w \times a \times b^2 \\ &= 0,0027 \times 230,4 \times 2 \times 4^2 \\ &= 19,907 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F' &= M_x/Z \\ &= 19,907 / 0,00213 \\ &= 9331,2 \text{ kg} = 0,093 \text{ Mpa} \\ f' &< f'r \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 4000 \times 80^3 = 170666666,67 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{f' r \times I_g}{Y_t} = \frac{2,148 \times 170666666,67}{40} = 9163703,5 \text{ Nmm} \\ &= 916,37 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_y < M_{cr} \dots \text{OK}$$



**Gambar 5.4** Posisi Titik Angkat Pelat Arah i

**c) Penulangan Pelat Sesudah Komposit**

Tebal pelat = 140 mm (sesudah komposit)

Tebal decking = 20 mm

$\phi$  tulangan = 12 mm

Tinggi efektif  $d = 140 - 20 - \frac{1}{2} \times 12 = 114$  mm

$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 = \frac{1}{8} \times 858 \times 4^2 = 1716$  kgm

$M_u = 17160000$  Nmm

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{17160000}{0,9 \times 1000 \times 114^2} = 1,47$$

$\rho_{\min} = 0,002$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,47}{400}} \right) = 0,0038 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0038 > \rho_{\min} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0038 \times 1000 \times 114 = 430,90 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{As_{\text{perlu}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{430,90 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 6,76 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6,76}{0,84} = 8,09$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (114 - 8,09)}{8,09} = 0,039 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times As_{D12}}{As_{\text{perlu}}} = \frac{1000 \times 113,097}{430,90} = 262,47 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 140 \text{ mm} = 280 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D12-200 mm ( $A_s = 678,58 \text{ mm}^2$ )

Penulangan pelat yang akan dipasang/dipakai adalah dipilih penulangan yang paling banyak dari keadaan-keadaan diatas ( keadaan sebelum komposit dan sesudah komposit ) yaitu sebagai berikut :

**Tabel 5.1** Tulangan Terpasang pada Pelat

Tipe Pelat	Tulangan Terpasang ( $\text{mm}^2$ )	
	Tul. Pokok	Tul. Bagi
A (4 x 2 m)	D12-125 $A_s = 1017,88 \text{ mm}^2$	Ø8-200 $A_s = 251,33 \text{ mm}^2$

#### 5.1.4 Penulangan Stud Pelat Lantai

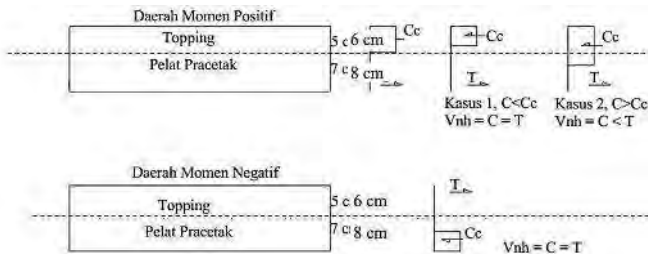
Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



**Gambar 5.5** Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang Komposit

Perhitungan stud pelat

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\ &= 0,85 \times 30 \times 60 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\ &= 1530000 \text{ N} = 1530 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dipakai stud Ø 10 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,54$$

$$\begin{aligned} V_{nh} &= C = T \\ &= A_s \times f_y \\ &= 78,54 \times 400 = 31416 \text{ N} = 31,416 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,55A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\ &= 0,55 \times 1000 \times 114 \\ &= 62700 \text{ N} = 62,7 \text{ KN} > V_{nh} \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontakannya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser  $V_{nh}$  tidak boleh diambil lebih dari  $0,55 b_v d$  dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3 :

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_y} = \frac{0,35 \times 1000 \times 200}{400} = 175 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang stud (*shear connector*) Ø10-250 mm (  $A_v = 314,16 \text{ mm}^2$  )

### 5.1.5 Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3, maka tidak perlu dilakukan control terhadap lendutan.

### 5.1.6 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 2847:2013 :

- $l_{dh} > 8 db = 8 \times 12 = 96 \text{ mm}$   
(SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $l_{dh} > 150 \text{ mm}$   
(SNI 2847:2013 pasal 12.5.1)
- $l_{dh} = \frac{0,24 \times \psi_e \times f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \times db = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \times 12 = 210,33 \text{ mm}$   
untuk  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  (SNI 2847:2013 pasal 12.5.2)  
Maka dipakai panjang penyaluran 220 mm

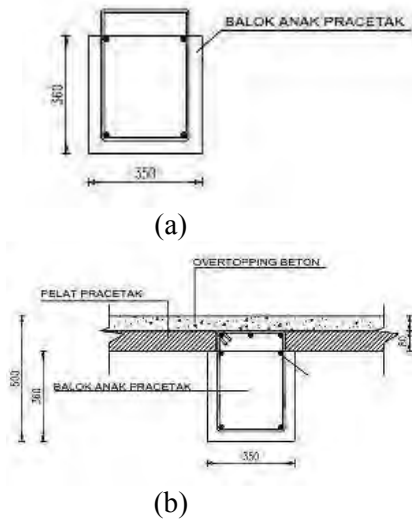
## 5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban persegi biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya menumpu dua titik tumpu, titik tumpu pertama ada dibalok induk serta titik tumpu yang kedua berada di balok anak.

### 5.2.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak

- Dimensi balok anak :  $35 \times 50 \text{ cm}$
- Mutu beton ( $f_c'$ ) : 30 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Tulangan lentur : D22
- Tulangan sengkang : Ø10

Dalam perhitungan bab ini, akan dilakukan perhitungan sebelum komposit dan perhitungan sesudah komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka terdapat dua dimensi balok anak yaitu dimensi sebelum komposit dan dimensi sesudah komposit.

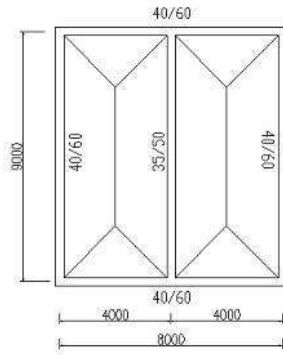


**Gambar 5.6** (a) Dimensi Balok Anak Sebelum Komposit, (b) Dimensi Balok Anak Saat Pengecoran dan Balok Anak Sesudah Komposit

### 5.2.2 Pembebanan Balok Anak Pracetak

Beban yang bekerja pada balok anak merupakan berat sendiri dari balok anak tersebut dan semua berat merata yang terjadi pada pelat termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata yang berada diatas pelat. Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium pada lajur yang panjang.

Beban – beban trapesium tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen untuk mendapatkan momen maksimumnya. Untuk mempermudah pemahaman pembebanan pada balok anak berikut disajikan gambar distribusi beban yang bekerja pada balok anak.



**Gambar 5.7** Denah Pembebanan Balok Anak

### 5.2.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak

#### ↳ Sebelum Komposit

$$L_x = 400 - (35/2 + 40/2) = 362,5 \text{ cm}$$

$$L_y = 900 - (40/2 + 40/2) = 860 \text{ cm}$$

- Beban mati ( $Q_{DL}$ )

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok anak} &= 0,35 \text{ m} \times 0,36 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 302,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q \text{ mati pelat sebelum komposit} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{sebelum komposit}} &= (qD_{\text{balok}}) + \left\{ 2 \times \left( \frac{1}{2} qD \times l_x \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \right\} \\ &= 302,4 + \left\{ 2 \times \left( \frac{1}{2} \times 192 \times 3,625 \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{3,625}{8,6} \right)^2 \right) \right\} \\ &= 957,18 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Kombinasi beban

$$Q_u \text{ sebelum komposit}$$

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,2 \times (957,18) + 1,6 \times 0 \\
 &= 1148,62 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

### ↳ Sesudah Komposit

- Beban mati ( $Q_{DL}$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri balok anak} &= 0,35 \times 0,5 \times 2400 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 420 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$q \text{ pelat sesudah komposit} = 459 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{sesudah komposit}} &= (qD_{\text{balok}}) + \left\{ 2 \times \left( \frac{1}{2} qD \times lx \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{lx}{ly} \right)^2 \right) \right\} \\
 &= 420 + \left\{ 2 \times \left( \frac{1}{2} \times 459 \times 3,625 \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{3,625}{8,6} \right)^2 \right) \right\} \\
 &= 1202,67 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban hidup ( $Q_{LL}$ )

$$\begin{aligned}
 Q_L &= 2 \times \left( \frac{1}{2} qL \times lx \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{lx}{ly} \right)^2 \right) \\
 &= 2 \times \left( \frac{1}{2} \times 192 \times 3,625 \right) \times \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{3,625}{8,6} \right)^2 \right) \\
 &= 654,78 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi beban

$Q_u$  sesudah komposit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \times 1202,67 + 1,6 \times 654,78 \\
 &= 2994,85 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

### 5.2.4 Perhitungan Momen dan Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3.

⇒ Momen Sebelum Komposit

Asumsi balok berada di atas 2 tumpuan sederhana (sendi-rol)

$$M_{\max} = 1/8 \times (1148,62 \times 9^2) = 11629,74 \text{ kgm}$$

$$V = 1/2 \times (1148,62 \times 9) = 5168,77 \text{ kg}$$

⇒ Momen Sesudah Komposit

$$M_{\max} = 1/8 \times (2994,85 \times 9^2) = 30322,84 \text{ kgm}$$

$$V = 1/2 \times (2994,85 \times 9) = 13476,82 \text{ kg}$$

### 5.2.5 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

Dimensi balok anak = 35/50

Tebal selimut beton = 50 mm

Diameter tulangan utama = 22 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

⇒ **Perhitungan tulangan sebelum komposit**

$$h \text{ efektif} = 360 - 50 - 10 - \frac{1}{2} (22) = 289 \text{ mm}$$

#### Penulangan Lentur

$$M_u = 11629,74 \text{ kgm} = 116297380,19 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{116297380,19}{0,9 \times 350 \times 289^2} = 4,42$$



$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,42}{400}} \right) = 0,012$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,012 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,012 \times 350 \times 289 = 1236,34 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 22}}$$

$$= \frac{1236,34}{380,13} = 3,25 \approx 4 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ( $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ )

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1236,34 = 618,17 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ( $A_s = 760,27 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 350)} = 68,15 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{68,15}{0,84} = 81,54$$

- Regangan Tarik

$\varepsilon_0 = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (289 - 81,54)}{81,54} = 0,008 > \varepsilon_0 \text{ ...OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1520,5 \times 400 \times (289 - \frac{68,15}{2})$$

$$= 155049430,2 \text{ Nmm} = 15504,94 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 15504,94 = 13954,45 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 13954,45 \text{ kgm} > 11629,74 \text{ kgm} \text{ ...OK}$$

#### ↳ **Perhitungan tulangan sesudah komposit**

$$h \text{ efektif} = 500 - 50 - 10 - \frac{1}{2} (22) = 429 \text{ mm}$$

##### Penulangan Lentur

$$M_u = 30322,84 \text{ kgm} = 303228392,08 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{303228392,08}{0,9 \times 350 \times 429^2} = 5,23$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 5,23}{400}} \right) = 0,015$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,015 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,015 \times 350 \times 429 = 2221,10 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{ tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 22}}$$

$$= \frac{2221,10}{380,13} = 5,84 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2280,80 \text{ mm}^2$ )

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2221,10 = 1110,55 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ( $A_s = 1140,40 > A_s'$ ) ..... OK

## Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2280,80 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 350)} = 102,22 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,84} = \frac{102,22}{0,84} = 122,32$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (429 - 122,32)}{122,32} = 0,008 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

## Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 2280,8 \times 400 \times (429 - \frac{102,22}{2})$$

$$= 344755784,6 \text{ Nmm} = 34475,58 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 34475,58 = 31028,02 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 31028,02 \text{ kgm} > 30322,8 \text{ kgm} \text{ ..OK}$$

### 5.2.6 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki  $\emptyset$  10 mm ( $A_s = 157,1 \text{ mm}^2$ )

Faktor reduksi geser  $\phi : 0,9$

$$V_u = 13476,82 \text{ kg} = 134768,17 \text{ N}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 350 \times 429 = 137067,57 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 350 \times 429 = 50050 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$134768,17 \text{ kg} \leq 0,5 \times 0,75 \times 137067,57$$

$$134768,17 \text{ kg} > 51400,34 \text{ (Tidak OK)}$$

$$2. 0,5 \times \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c$$

$$51400,34 < 134768,17 \leq 0,75 \times 137067,57$$

$$51400,34 < 134768,17 > 102800,7 \text{ (Tidak OK)}$$

$$3. \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$102800,7 < 134768,17 \leq 0,75 \times (137067,57 + 50050)$$

$$102800,7 < 134768,17 > 140338,2 \text{ (OK)}$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

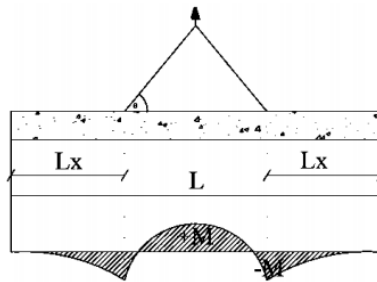
$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_s \times f_y}{b} = \frac{157,1 \times 400}{350} = 179,52 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum sengkang berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3 yakni :  $S_{\text{maks}} = d/4 = 429/4 = 107,25 \text{ mm}$  (tumpuan) dan  $S_{\text{maks}} = d/2 = 429/2 = 214,5 \text{ mm}$  (lapangan). Jadi dipakai

diameter tulangan sengkang Ø10-100 (tumpuan), Ø10-150 (lapangan).

### 5.2.7 Pengangkatan Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 5.8** Momen Saat Pengangkatan Balok Anak

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left( 1 + \frac{4Y_c}{Lx \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

### 🔧 Kondisi Sebelum Komposit

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$L = 900 \text{ cm}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{(50 - 14)}{2} = 18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 35 \times 36^3 = 136080 \text{ cm}^4$$

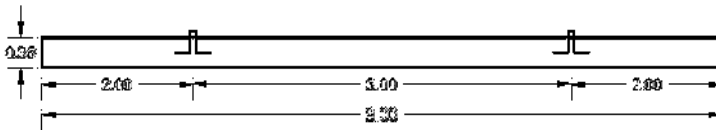
$$Y_c = Y_t + 3'' \rightarrow 3'' = 7,62 \text{ cm}$$

$$Y_c = 18 + 7,62 = 25,62 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 25,62}{900 \times \tan 45^\circ}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{18}{18} \left( 1 + \frac{4 \times 25,62}{900 \times \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0,227$$

$$X \times L = 0,227 \times 900 = 204,3 \text{ cm} = 2 \text{ m}$$

$$L - 2(X \times L) = 9 - 2(2) = 5 \text{ m}$$



**Gambar 5.9** Letak Titik Pengangkatan

#### a. Pembebanan

$$\text{Balok } (0,35 \times 0,36 \times 9 \times 2400) = 2721,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} T \sin \phi = P &= \frac{1,2 \times k \times W}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 1,2 \times 2721,6}{2} \\ &= 1959,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T = \frac{1959,55}{\sin 45^\circ} = 2771,22 \text{ kg}$$

**b. Tulangan Angkat Balok Anak**

$$P_u = 2721,6 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{2721,6}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,570 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan  $\phi$  10 mm

**c. Momen yang Terjadi**

• Pembebanan

$$\text{Balok } (0,35 \times 0,36 \times 2400) = 302,4 \text{ kg/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

• Momen lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+M = \left( \frac{302,4 \times 9^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,227 + \frac{4 \times 0,2562}{9 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 756,39 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{756,39 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 350 \times 360^2}$$

$$= 1,00 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62\sqrt{f_c'} = 3,396 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

- Momen tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left( \frac{302,4 \times 0,227^2 \times 9^2}{2} \right) \times 1,2 = 757,30 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{757,30 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 350 \times 360^2}$$

$$= 1,00 \text{ MPa} \leq f_r = 0,62\sqrt{f_c'} = 3,396 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'_{r_{ijin}}$  usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

### 5.2.8 Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$ .

### 5.3 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan ini, struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi ujung perletakan berupa sendi



dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Struktur tangga ke atas dan ke bawah tipikal.

### 5.3.1 Data Perencanaan

#### A. Lantai 1

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa
- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Panjang bordes = 300 cm
- Lebar bordes = 170 cm
- Lebar tangga = 300 cm
- Tebal pelat tangga ( $t_p$ ) = 20 cm
- Tebal pelat bordes = 20 cm
- Tinggi injakan ( $t$ ) = 15,3 cm
- Lebar injakan ( $i$ ) = 30 cm
- Jumlah tanjakan ( $n_T$ ) =  $\frac{\text{Tinggi lantai}}{t} = 26$  buah
- Jumlah injakan ( $n_i$ ) =  $n_T - 1 = 25$  buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 13 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2 = 13 buah
- Elevasi bordes = 200 cm
- Panjang horizontal plat tangga =  $i \times \text{jumlah tanjakan bordes}$   
=  $30 \times 13 = 390$  cm
- Kemiringan tangga ( $\alpha$ )  

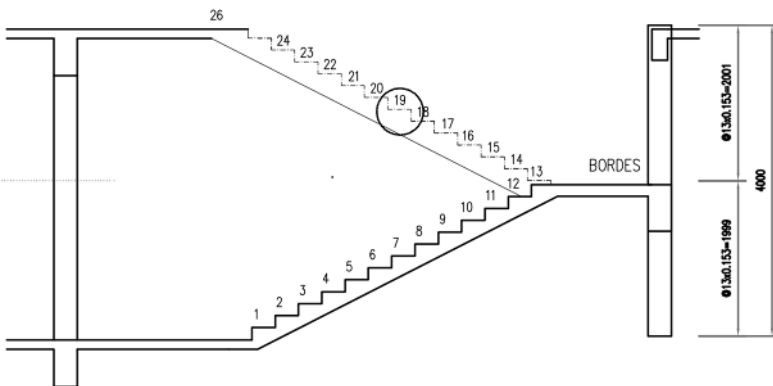
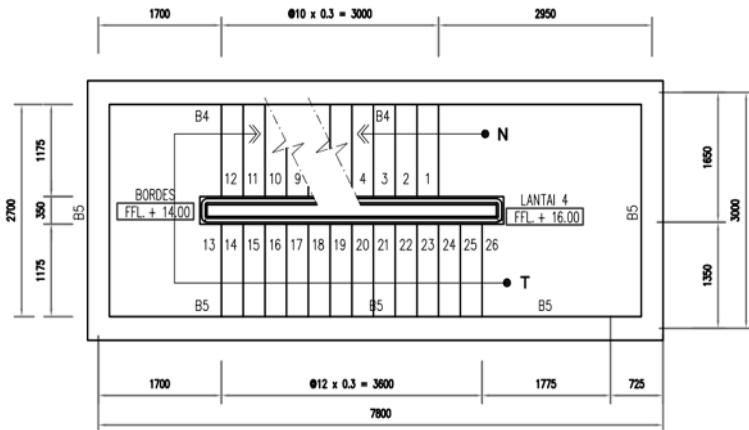
$$\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{200}{390} = 0,51$$

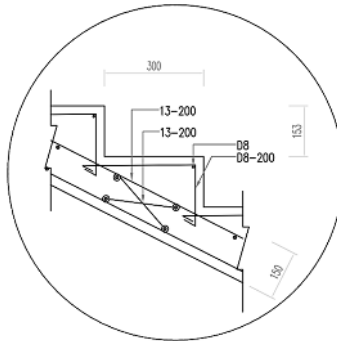
Jadi,  $\alpha = 27,15^\circ$

Cek syarat :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$   
 $60 \leq (2 \times 15,3 + 30) \leq 65$   
 $60 \leq 60,6 \leq 65 \dots\dots\dots (\text{OK})$

- $25 \leq \alpha \leq 40$   
 $25 \leq 27,15^\circ \leq 40 \dots (\text{OK})$
- Tebal plat rata-rata anak tangga =  $(i/2) \sin \alpha$   
 $= (30/2) \sin 27,15^\circ$   
 $= 6,84 \text{ cm}$
- Tebal plat rata-rata  
 $= t_p + t_r = 20 + 6,84$   
 $= 26,84 \text{ cm} \approx 27 \text{ cm}$





**Gambar 5.10** Perencanaan Tangga

### 5.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

#### a. Pembebanan Tangga

##### Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,27}{\cos 27,15^\circ} \times 2400 \times 1 = 728,24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel horizontal} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel vertikal} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi horizontal (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi vertikal (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sandaran} = 50 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (DL)} = 910,24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Hidup (LL)} : 1 \text{ m} \times 500 \text{ kg/m}^2 = 500 \text{ kg/m}$$

Kombinasi Beban :

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (910,24) + 1,6 (500)$$

$$= 1892,29 \text{ kg/m}$$

#### b. Pembebanan Pelat Bordes

##### Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat bordes} = 0,2 \times 2400 \times 1 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 21 \times 1 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel} = 24 \times 1 \text{ m} = 24 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (LL)} = 546 \text{ kg/m}$$

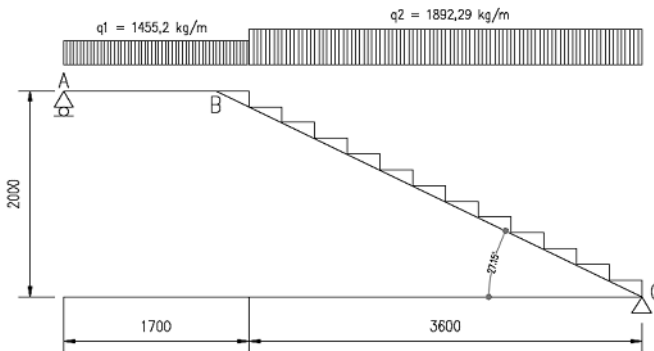
**Beban Hidup (LL) :**  $1 \text{ m} \times 500 \text{ kg/m}^2 = 500 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (546) + 1,6 (500) \\ &= 1455,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### 5.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



**Gambar 5.11** Sketsa Beban pada Tangga

- $\sum M_A = 0$   
 $(R_C \times 5,3) - (q_2 \times 3,6 \times (1,8 + 1,7)) - (q_1 \times 1,7 \times 0,85) = 0$   
 $(R_C \times 5,3) - 23842,85 - 2102,76 = 0$   
 $R_C = 4895,40 \text{ kg}$
- $\sum M_C = 0$   
 $(R_A \times 5,3) - (q_2 \times 3,6 \times 1,8) - (q_1 \times 1,7 \times (3,6 + 0,85)) = 0$   
 $(R_A \times 5,3) - 12262,04 - 11008,59 = 0$   
 $R_A = 4390,68 \text{ kg}$
- $\sum H = 0$   
 $H_A = 0$

Kontrol

- $\sum V_A = 0$   
 $R_A + R_C - (q_2 \times 3,6) - (q_1 \times 1,7) = 0$   
 $4390,68 + 4895,40 - (1892,29 \times 3,6) - (1455,2 \times 1,7) = 0$   
 $0 = 0 \dots\dots (\text{OK})$

Pelat Bordes A-B ( 1,7m )

- Gaya Momen ( M )  
 $M_{x_1} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$   
 $M_A = 0$   
 $M_{B \text{ kanan}} = R_a \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$   
 $M_{B \text{ kanan}} = 4390,68 \times 1,7 - \frac{1}{2} \times 1455,2 \times 1,7^2$   
 $= 5361,39 \text{ kgm}$
- Gaya Lintang ( D )  
 Titik A  $D_{A \text{ kanan}} = R_A = 4390,68 \text{ kg}$   
 $D_{B \text{ kiri}} = R_a - ( q_1 \times 1,7 )$   
 $= 1916,84 \text{ kg}$
- Gaya Normal ( N )  
 $N_{A-B} = 0 \text{ kg}$

Pelat Tangga B-C ( 3,6 m )

- Gaya Momen ( M )  
 $M_{x_1} = R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$   
 Momen maksimum apabila :  
 $\frac{\sum M_{x_2}}{\sum X_2} = 0$   
 $R_C - q_2 \times x_2 = 0$   
 $x_2 = \frac{R_C}{q_2} = \frac{4895,40}{1892,29} = 2,58 \text{ m} < 3,6 \text{ m}$   
 Momen maksimum terjadi di titik  $X_2 = 2,58 \text{ m}$   
 $M_{\text{max}} = R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$   
 $= 4895,40 \times 2,58 - \frac{1}{2} \times 1892,29 \times 2,58^2$   
 $= 6332,21 \text{ kgm}$

Titik C,  $M_C = 0 \text{ kgm}$

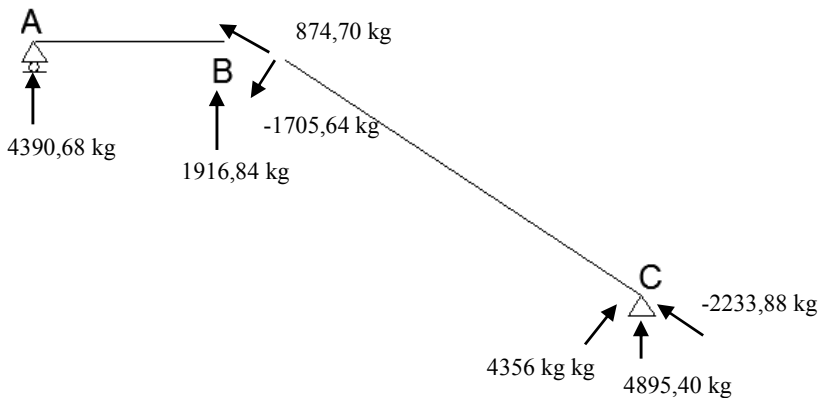
$$\begin{aligned} M_{Bkanan} &= R_C \times x_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2 \\ &= 4895,40 \times 3,6 - \frac{1}{2} \times 1892,29 \times 3,6^2 \\ &= 5361,40 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b. Gaya Lintang (D)

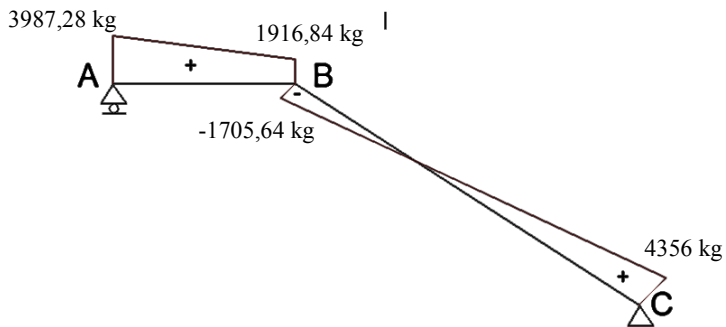
$$\begin{aligned} D_x &= R_c \cos 27,15^\circ - (q_2 \cos 27,15^\circ \times x_2) \\ D_x &= 4895,40 \cos 27,15^\circ - (1892,29 \cos 27,15^\circ \times x_2) \\ \text{Titik C } (X_2 = 0) ; D_C &= 4356 \text{ kg} \\ \text{Titik B } (X_2 = 3,6\text{m}) ; D_B &= -1705,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Gaya Normal (N)

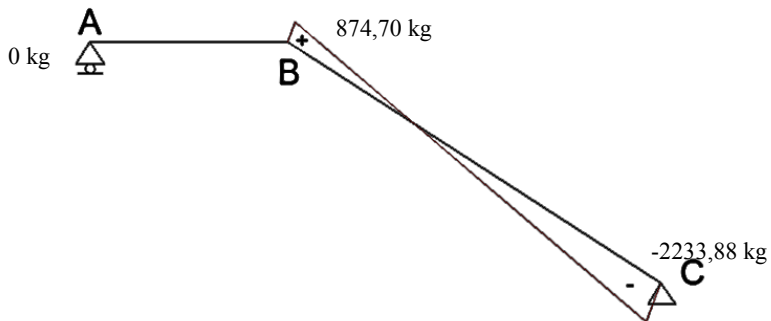
$$\begin{aligned} \text{Titik C ; } N_C &= -R_c \sin 27,15^\circ = -4895,40 \times \sin 27,15^\circ \\ N_C &= -2233,88 \text{ kg} \\ \text{Titik B ; } N_B &= -R_c \sin 27,15^\circ + q_2 \sin 27,15^\circ \times 3,6 \text{ m} \\ N_B &= -4895,40 \sin 27,15^\circ + 1892,29 \sin 27,15^\circ \times 3,6 \text{ m} \\ N_B &= 874,70 \text{ kg} \end{aligned}$$



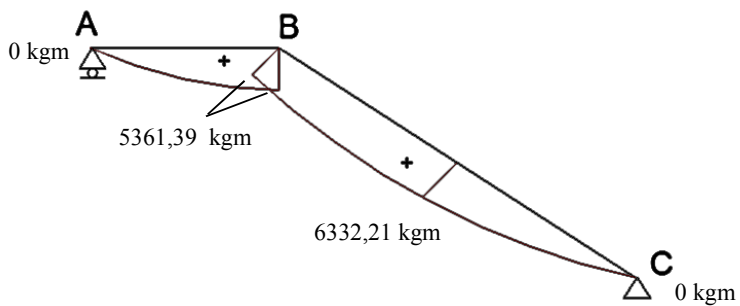
**Gambar 5.12** Free Body Diagram Gaya-Gaya pada Tangga



**Gambar 5.13** Bidang Lintang (D) pada Tangga



**Gambar 5.14** Bidang Normal (N) pada Tangga



**Gambar 5.15** Bidang Momen (M) pada Tangga

### 5.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

#### ▪ Perhitungan Penulangan Pelat Tangga

Data – Data Perencanaan

Mutu beton ( $f'_c$ )	= 30 Mpa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 Mpa
Berat jenis beton	= 2400 Mpa
D tulangan lentur	= 13 mm
Tebal pelat tangga	= 200 mm
Tebal pelat bordes	= 200 mm
Tebal selimut beton	= 20 mm

$\beta_1 = 0,85$  SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$d = 200 - 20 - (0,5 \times 13) = 173,5 \text{ mm}$$

#### Penulangan pelat tangga

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 6332,21 \text{ kgm} = 63322100 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d_y^2} = \frac{63322100}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 2,34$$

$\rho_{\min} = 0,002$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,34}{400}} \right) = 0,006 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,006 > \rho_{\min} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :



$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,006 \times 1000 \times 173,5 = 1065,08 \text{ mm}^2$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s\text{perlu}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1065,08 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 16,71 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{16,71}{0,84} = 19,99$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (173,5 - 19,99)}{19,99} = 0,023 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_{s\emptyset 13}}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{1000 \times 132,73}{1065,08} = 124,62 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D13-100 mm ( $A_s = 1460,06 \text{ mm}^2$ )

➤ Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho = 0,0018 \text{ untuk } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{s\text{perlu}} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 173,5 = 312,3 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur Ø8-100 mm ( $A_s = 502,65 \text{ mm}^2$ )

### **Penulangan pelat bordes**

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 5361,39 \text{ kgm} = 53613900 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d y^2} = \frac{53613900}{0,9 \times 1000 \times 173,5^2} = 1,98$$

$\rho_{\min} = 0,002$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 (a)

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,98}{400}} \right) = 0,005 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,005 > \rho_{\min} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,005 \times 1000 \times 173,5 = 894,55 \text{ mm}^2$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{A_{s\text{perlu}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{894,55 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 14,03 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{14,03}{0,84} = 16,79$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$  berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (173,5 - 16,79)}{16,79} = 0,028 > \epsilon_0 \text{ ...OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \phi 13}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 132,73}{894,55} = 148,38 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D13-125 mm ( $A_s = 1194,59 \text{ mm}^2$ )

➤ Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$\rho = 0,0018$  untuk  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{s\text{perlu}} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 173,5 = 312,3 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur Ø8-100 mm ( $A_s = 502,65 \text{ mm}^2$ )

▪ Perencanaan dimensi balok bordes

$$h_{\text{min}} = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 300 = 18,75 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/45

▪ Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \times 0,45 \times 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= 2 \times 250 &= 500 &\text{kg/m} + \\ & & q_d = 824 &\text{kg/m} \end{aligned}$$

$$q_d \text{ ultimate} = 1,2 \times q_d = 1,2 \times 824 = 988,8 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{beban pelat bordes} & &= 1916,84 &\text{kg/m} + \\ & & q_u = 2905,64 &\text{kg/m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{max}} = 1/8 \times (2905,64 \times 3^2) = 1089,62 \text{ kgm} = 10896150 \text{ Nmm}$$

$$V = 1/2 \times (2905,64 \times 3) = 4358,46 \text{ kg} = 43584,6 \text{ N}$$

- Penulangan Lentur Balok Bordes

Direncanakan :

Diameter sengkang = 10 mm

Diameter tulangan utama = 16 mm

Sehingga  $d = 450 - 20 - 10 - 16/2 = 412$  mm

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{10896150}{0,9 \times 300 \times 412^2} = 0,24$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,24}{400}} \right) = 0,001 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,001 < \rho_{\min} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\min}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 300 \times 412 = 432,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 16}} \\ &= \frac{432,6}{201,6} = 2,15 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D16 ( $A_s = 603,19 \text{ mm}^2$ )

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 432,6 = 216,3 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D16 ( $A_s = 402,12 > A_s'$ ) ..... OK

## Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{603,19 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 350)} = 31,54 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{31,54}{0,84} = 37,74$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (412 - 37,74)}{37,74} = 0,030 > \varepsilon_0 \text{ ...OK}$$

## Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 603,19 \times 400 \times (412 - \frac{31,54}{2})$$

$$= 95600227,55 \text{ Nmm} = 9560,02 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 9560,02 = 8604,02 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 8604,02 \text{ kgm} > 1089,62 \text{ kgm} \text{ ..OK}$$

- Penulangan Geser Balok Bordes

$$V_u \text{ total} = 4358,4 \text{ kg} = 43584,6 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 412 = 112830,85 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 112830,85 = 84623,14 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 84623,14 = 42311,57 \text{ N}$$

$$\phi V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 300 \times 412 = 225661,69 \text{ N}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5(5.1) : Bila  $V_u$  kurang dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton  $\phi V_c$ , maka tidak perlu diberi tulangan geser. Karena  $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$  maka diperlukan tulangan geser minimum.

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ min} = 225661,69 \text{ N}$$

$$\text{Diameter tulangan geser} = 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157,080 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,080 \times 400 \times 412}{225661,69} = 114,72 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai tulangan geser  $\phi 10 - 100 \text{ mm}$

## 5.4 Perencanaan Balok Lift

### 5.4.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : Passenger Elevator

Kapasitas : 600 Kg

Kecepatan : 60 m/min

Motor : 5,6 KW

Dimensi sangkar ( car size )

- Car Wide (CW) : 1400 mm

- Car Depth (CD) : 1130 mm

- Opening : 800 mm

Dimensi ruang luncur ( Hoistway )

- Hoistway width (HW) : 5600 mm

- Hoistway Depth (HD) : 1710 mm

Beban reaksi ruang mesin

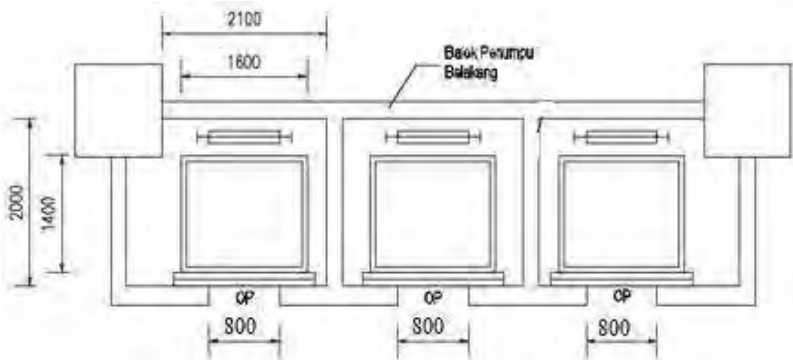
$R_1$  : 4100 kg

$R_2$  : 2450 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 5.5 :

**Tabel 5.2** Spesifikasi Passenger Elevator

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
			CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY					
60	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
90	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100	6300
105	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600	6600



**Gambar 5.16** Denah Lift

### Perencanaan Dimensi Balok Penumpu Lift

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 275 \text{ cm} = 17,19 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 17,19 \text{ cm} = 11,46 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 40/60 cm

#### 5.4.2 Pembebanan Lift

##### 1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

##### 2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.



$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= R_1 \times \Psi = 4100 \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 4101,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 5.4.3 Balok Penumpu Lift 40/60

#### a. Data Perencanaan

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. balok diameter } (D_{22}) = 22 \text{ mm} \quad (A_s = 380,13 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tul. sengkang diameter } (\emptyset_{13}) = 13 \text{ mm} \quad (A_s = 132,73 \text{ mm}^2)$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 50 - 13 - 22/2 = 526 \text{ mm}$$

$$M_u = 264696254 \text{ Nmm (output SAP)}$$

$$V_u = 174385,80 \text{ N (output SAP)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

Dipakai koefisien faktor reduksi :  $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{264696254}{0,9 \times 400 \times 526^2} = 2,66$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,66}{400}} \right) = 0,007 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,007 > \rho_{\min} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,007 \times 400 \times 526 = 1479,44 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{ tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s\phi 16}}$$

$$= \frac{1479,44}{380,13} = 3,89 \approx 4 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ( $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ )

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1479,44 = 739,72 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ( $A_s = 760,27 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 59,63 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{59,63}{0,84} = 71,35$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (526 - 71,35)}{71,35} = 0,019 > \varepsilon_0 \text{ ...OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1520,5 \times 400 \times (526 - \frac{59,63}{2})$$

$$= 301786246,1 \text{ Nmm} = 30178,62 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 30178,62 = 27160,76 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 27160,76 \text{ kgm} > 26469,6 \text{ kgm} \text{ ..OK}$$

#### ■ Penulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki  $\emptyset 13 \text{ mm}$  ( $A_s = 265,5 \text{ mm}^2$ )

Faktor reduksi geser  $\phi : 0,9$

$$V_u = 174385,8 \text{ N}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 400 \times 526 = 192068,04 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 400 \times 526 = 70133,33 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$174385,8 \text{ kg} \leq 0,5 \times 0,75 \times 192068,04$$

$$174385,8 \text{ kg} > 72025,52 \text{ (Tidak OK)}$$

$$2. 0,5 \times \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c$$

$$72025,52 < 174385,8 \leq 0,75 \times 192068,04$$

$$72025,52 < 174385,8 > 144051,03 \text{ (Tidak OK)}$$

$$3. \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$144051,03 < 174385,8 \leq 0,75 \times (192068,04 + 70133,33)$$

$$144051,03 < 174385,8 > 196651,03 \text{ (OK)}$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_s \times f_y}{b} = \frac{265,5 \times 400}{400} = 265,46 \text{ mm}$$

Syarat jarak maksimum sengkang, SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2

$$S_{\text{maks}} = d/2 = 526/2 = 263 \text{ mm dan } S_{\text{maks}} < 600 \text{ mm}$$

Jadi dipakai diameter tulangan sengkang  $\emptyset 13$ -250 mm.

### b. Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{min}$ .

## 5.5 Kontrol Kapasitas Crane

### 1. Balok induk 60/90

$$W = 0,60 \times (0,90 - 0,14) \times 12 \times 2400 = 13132,8 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat balok induk pracetak dengan beban 13132,8 kg dengan jarak jangkauan maksimum 45 m dengan beban maksimum 16 ton.

### 2. Kolom 110 x 110

$$W = 1,1 \times 1,1 \times 3,4 \times 2400 = 9873,6 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat balok anak pracetak dengan beban 11616 kg dengan jarak jangkauan maksimum 45 m dengan beban maksimum 16 ton.

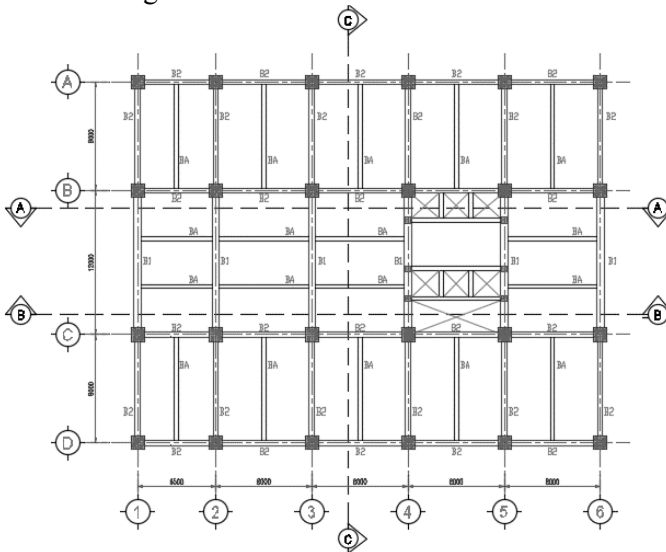
### 3. Pelat $4 \times 2 \text{ m}$ ( $t = 8 \text{ cm}$ )

$$W = 4 \times 2 \times 0,08 \times 2400 = 1536 \text{ kg}$$

Kapasitas crane mampu mengangkat pelat pracetak dengan beban 6912 kg dengan jarak jangkauan maksimum 45 m dengan beban maksimum 16 ton.

## BAB VI PEMODELAN STRUKTUR

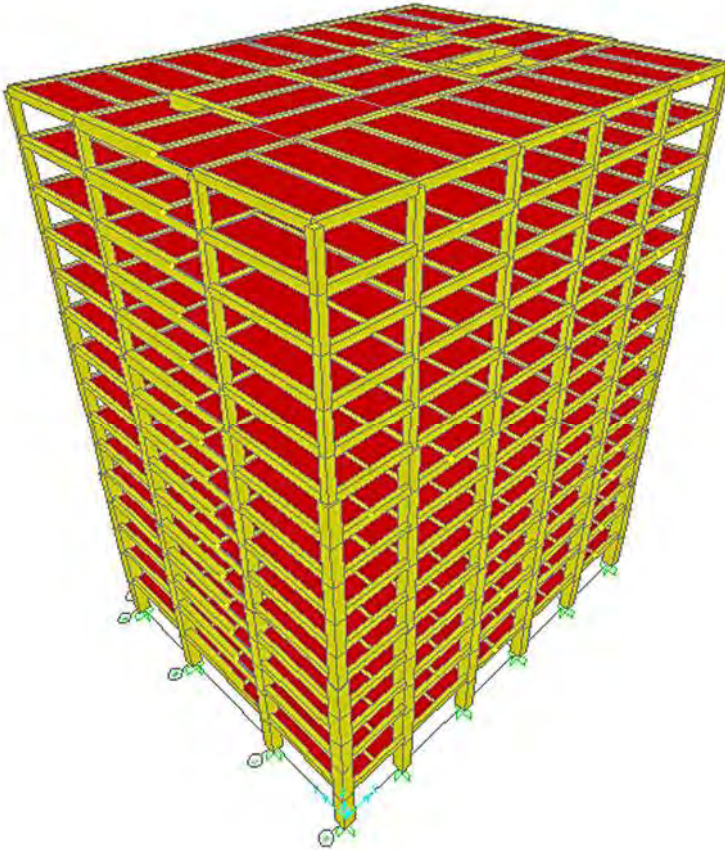
Struktur yang direncanakan adalah gedung hotel yang terdiri dari 15 lantai dengan total tinggi struktur 54 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut.



**Gambar 6.1** Denah Struktur Swiss Belhotel Darmo Centrum

Permodelan struktur gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum dilakukan menggunakan program bantu SAP 2000. Pada program SAP 2000, struktur ini akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726:2012 (Gempa).

Berikut adalah pemodelan yang sudah dilakukan dalam program SAP 2000 :



**Gambar 6.2** Pemodelan 3D Struktur Swiss Belhotel Darmo Centrum

### **6.1 Perhitungan Berat Struktur**

Data perencanaan struktur seperti data luas lantai, tinggi struktur, panjang balok induk, dan balok anak merupakan data data yang diperlukan dalam perhitungan berat struktur.

### 6.1.1 Berat Total Bangunan

Perhitungan nilai total berat bangunan ini akan digunakan untuk menentukan gaya geser statik. Nilai tersebut digunakan untuk mengecek apakah perhitungan struktur Swiss Belhotel yang menggunakan pembebanan gempa dinamik gaya geser nya sudah mencapai 80% gaya geser statik.

Pada tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 untuk kombinasi 1D + 1L.

### 6.1.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 1726:2012 bangunan tahan gempa sebagai berikut :

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL
- 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0E
- 1,2 DL + 1,0 LL - 1,0E
- 0,9 DL + 1E
- 0,9 DL - 1E

Keterangan :

DL : beban mati

LL : beban hidup

E : beban gempa

## 6.2 Analisis Beban Seismik

Pada struktur gedung Swiss Belhotel ini mempunyai jumlah lantai 15 tingkat dengan ketinggian 54 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

### 6.2.1 Arah pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X :  
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :  
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

### 6.2.2 Faktor Keutamaan ( $I_e$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$ . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hotel (penginapan). Pada Tabel 1 SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai  $I_e = 1,0$ .

### 6.2.3 Parameter Respon Spektrum Rencana

Parameter respon spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah surabaya dengan kondisi tanah lunak (kelas situs SE) :



• PGA	= 0,325	• $S_{MS}$	= 0,911
• $S_s$	= 0,663	• PSA	= 0,366
• $S_1$	= 0,247	• $S_{M1}$	= 0,744
• CRs	= 0,991	• $S_{DS}$	= 0,607
• $CR_1$	= 0,929	• $S_{D1}$	= 0,496
• FPGA	= 1,124	• $T_0$	= 0,163
• Fa	= 1,374	• $T_s$	= 0,817
• Fv	= 3,012		

#### 6.2.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

Semua struktur harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya,  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada SNI 1726:2012 tabel 6 atau 7.

Gedung ini termasuk kategori risiko II dimana nilai parameter  $S_{DS} = 0,607$  ( $0,50 \leq S_{DS}$ ) dan  $S_{D1} = 0,496$  ( $0,20 \leq S_{D1}$ ). Sehingga kategori desain seismik berdasarkan data tersebut adalah termasuk dalam kategori desain seismik D

#### 6.2.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini menggunakan material beton bertulang dan direncanakan dengan sistem rangka pemikul momen – Rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SRPMK). Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5,5 nilai koefisien modifikasi respon ( $R$ ) = 8 dan nilai faktor kuat lebih sistem ( $\Omega$ ) = 3.

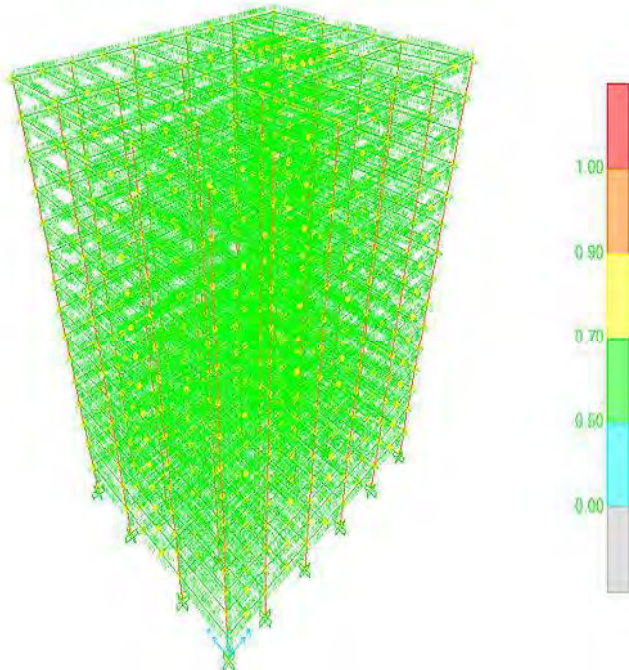
### 6.3 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur

tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.



**Gambar 6.3** Hasil Analisis Struktur menggunakan Program Bantu SAP 2000

### 6.3.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan program SAP 2000 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel berikut :

**Tabel 6.1** Rasio Partisipasi Massa Swiss Belhotel Darmo Centrum

Output Case	Step Num	Period	Sum UX	Sum UY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	1	2.0427	0.77	0.00
MODAL	2	1.9007	0.77	0.78
MODAL	3	1.7069	0.77	0.79
MODAL	4	0.6479	0.88	0.79
MODAL	5	0.6184	0.88	0.89
MODAL	6	0.5559	0.88	0.89
MODAL	7	0.3486	0.92	0.89
MODAL	8	0.3432	0.92	0.93

Dari tabel di atas, didapat partisipasi massa arah X sebesar 92% pada moda ke 7 dan partisipasi massa arah Y sebesar 93% pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

### 6.3.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai  $S_{D1}$ .

Struktur gedung Swiss Belhotel memiliki tinggi dari lantai dasar hingga atas gedung adalah 54 m. Pada struktur ini digunakan tipe struktur rangka beton pemikul momen sehingga pada Tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0466^a$$

$$x = 0,9$$

$$h_n = 54 \text{ m}$$

maka :

$$T_a = 0,0466 \times 54^{0,9} = 1,69 \text{ s}$$

Nilai  $C_u = 1,4$  didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai  $S_{D1} = 0,496$ , maka :

$$T = C_u \times T_a = 1,4 \times 1,69 = 2,36 \text{ s}$$

Dari hasil analisa SAP 2000 didapat :

**Tabel 6.2** Perioda dan Frekuensi Struktur

Step Num	Period
Unitless	Sec
1	2.043
2	1.901
3	1.707
4	0.648
5	0.618
6	0.556
7	0.349
8	0.343

Dari tabel di atas didapat  $T = 2,043$  s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai  $T$  masih lebih kecil dari  $C_u \times T_a$ . Jadi analisis struktur gedung Swiss Belhotel masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.

### 6.3.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0759$$

Nilai  $C_s$  di atas nilainya tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,496}{2,37\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0262$$

Maka diambil  $C_s = 0,0262$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1 \\ &= 0,0267 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai  $C_s = 0,0267$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung Swiss Belhotel adalah : 22102137,4 kg

$$\begin{aligned} V_{statik} &= C_s \times W \\ &= 0,0267 \times 22102137,4 \\ &= 590303,89 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut :

**Tabel 6.3** Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa

<b>Beban Gempa</b>	<b>Global FX</b>	<b>Global FY</b>
Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	302264,04	100847,83
GEMPA Y	94020,87	323715,04

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$302264,04 \geq 85\% \times 590303,89$$

$$302264,04 \geq 501758,30 \text{ kg (Not OK)}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$323715,04 \geq 85\% \times 590303,89$$

$$323715,04 \geq 501758,30 \text{ kg (Not OK)}$$

Dari kontrol di atas, analisis Swiss Belhotel masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Pada Pasal 11.1.4 SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor

skala : 
$$0,85 \times \frac{C_s \times W}{V}$$

- Untuk gempa arah X :

$$0,85 \times \frac{590303,89}{302264,04} = 1,66$$

- Untuk gempa arah Y :

$$0,85 \times \frac{590303,89}{323715,04} = 1,55$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut :

**Tabel 6.4** Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala

<b>Beban Gempa</b>	<b>Global FX</b>	<b>Global FY</b>
Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	520248,22	167421,11
GEMPA Y	145732,35	521046,59

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$520248,22 \geq 85\% \times 590303,89$$

$$520248,22 \geq 501758,30 \text{ kg (OK)}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$V_{dinamik} \geq 85\% V_{Statik}$$

$$510900,89 \geq 85\% \times 590303,89$$

$$510900,89 \geq 501758,30 \text{ kg (OK)}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur Swiss Belhotel masih memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.

### 6.3.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

$\Delta_i$  = Simpangan yang terjadi

$\Delta_a$  = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I}$$

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I}$$

Dimana :

$\delta_{e1}$  = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

$\delta_{e2}$  = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

$I$  = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus, dari tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai  $C_d = 5,5$  dan dari tabel 2 SNI 1726:2012 didapat nilai  $I = 1$ . Dari tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \times h_{sx}$$

Dimana :

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,02 \times 4 \\ &= 0,08 \text{ m} \\ &= 80 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Untuk tinggi tingkat 3,3 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 0,02 \times 3,3 \\ &= 0,066 \text{ m} \\ &= 66 \text{ mm}\end{aligned}$$



Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

**Tabel 6.5** Kontrol Simpangan Arah X dan Arah Y Terbesar

Lantai	h	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	Drift ( $\Delta s$ )	Syarat ( $\Delta s$ )	Ket
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	50,9	66,13	363,74	7,67	66	Ok
14	47,6	64,74	356,06	10,55	66	Ok
13	44,3	62,82	345,52	14,05	66	Ok
12	41	60,27	331,46	17,69	66	Ok
11	37,7	57,05	313,77	21,34	66	Ok
10	34,4	53,17	292,43	24,05	66	Ok
9	31,1	48,80	268,38	26,59	66	Ok
8	27,8	43,96	241,79	29,08	66	Ok
7	24,5	38,67	212,71	31,38	66	Ok
6	21,2	32,97	181,32	33,33	66	Ok
5	17,9	26,91	147,99	34,03	66	Ok
4	14,6	20,72	113,96	33,61	66	Ok
3	11,3	14,61	80,35	30,81	66	Ok
2	8	9,01	49,54	33,32	80	Ok
1	4	2,95	16,21	16,21	80	Ok
0	0	0	0	0	0	Ok

Dari hasil kontrol pada tabel di atas, maka analisis struktur Swiss Belhotel telah memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB VII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA**

#### **7.1 Umum**

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Komponen utama terdiri dari balok induk, kolom dan shearwall. Pada bab ini akan dibahas mengenai kekuatan struktur utama mencakup kebutuhan tulangan yang diperlukan pada komponen tersebut.

#### **7.2 Perencanaan Balok Induk**

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Didalam preliminary desain gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum Surabaya direncanakan dimensi balok induk sebesar 60/90 dengan panjang bentang 1200 cm dan balok induk 40/60 dengan panjang bentang 900 cm dengan menggunakan sistem pracetak. Maka dari itu, penulangan lentur balok induk dihitung dalam dua kondisi, yaitu sebelum komposit dan setelah komposit. Dengan adanya dua kondisi tersebut nantinya akan dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk.

##### **7.2.1 Data Perencanaan**

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Dimensi balok = 60/90 cm & 40/60 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm
- Tebal *decking* = 50 mm

### 7.2.1.1 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 40/60 Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributary area. Berikut ini merupakan beban merata ( $q$ ) yang terjadi pada balok :

#### Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

#### Beban hidup

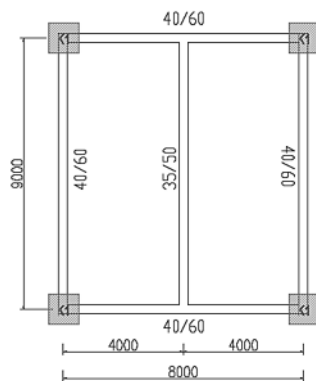
$$\text{Beban pekerja} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 40/46$$

$$\text{Bentang balok induk} = 6,5 \text{ meter}$$

#### a) Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, dan berat dari balok induk itu sendiri.



**Gambar 7.1** Detail Pembalokan

**Beban pada balok anak**

$$L_x = 400 - \left( \frac{40}{2} + \frac{35}{2} \right) = 362,5 \text{ cm}$$

$$l_y = 900 - \left( \frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 860 \text{ cm}$$

▪ **Beban mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0,35 \times 0,36 \times 2400 = 302,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,625 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,625}{8,6} \right)^2 \right) \\ &= 654,78 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Total beban mati balok anak (Qd)

$$= 302,4 + 654,78 = 957,18 \text{ kg/m}$$

▪ **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,625 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,625}{8,6} \right)^2 \right) \\ &= 654,78 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L$$

$$= 1,2 (957,18) + 1,6 (654,78) = 2196,26 \text{ kg/m}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat (P<sub>D</sub>) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 2196,26 \text{ kg/m} \times 4,5 \text{ m} = 9883,19 \text{ kg}$$

**Beban pada balok induk**

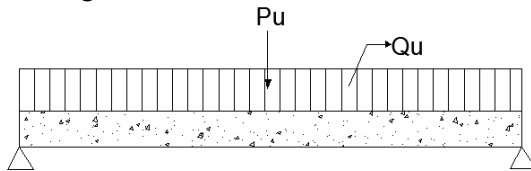
Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,4 \times 0,46 \times 2400 = 441,6 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ekuivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{4} \times q \times l_x \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 192 \times 3,625 \\ &= 348 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati balok induk (Qd)} = 441,6 + 348 = 789,6 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D \\ &= 1,2 \times 789,6 \\ &= 947,52 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



**Gambar 7.2** Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned} M_u &= \left( \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\ &= \left( \frac{1}{8} \times 947,52 \times 6,5^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times 9883,19 \times 6,5 \right) \\ &= 21064,27 \text{ kgm} \end{aligned}$$

**b) Perhitungan Tulangan Lentur****↳ Data Perencanaan**

Dimensi Balok Induk	= 40/60
Bentang Balok Induk	= 6,5 m
Diameter Tulangan utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
Tebal <i>decking</i>	= 50 mm

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 0,0035 \\ dx &= 600 - 140 - 50 - 13 - \left(\frac{1}{2} \times 22\right) = 386 \text{ mm} \\ Mu &= 21064,27 \text{ kgm} = 210642722,16 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

### ✎ **Penulangan Lentur**

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{210642722,16}{0,9} = 234047469,1 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{234047469,1}{400 \times 386^2} = 3,93$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,93}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0107\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0107 > \rho_{\min} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0107 \times 400 \times 386 = 1654,98 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1654,98}{380,13} = 4,35 \approx 5 \text{ buah}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 5D22 ( $A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{maks} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)}$$

$$= 44,25 > 25 \text{ mm}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1900,66 = 827,49 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D22 ( $As = 1140,40 > As'$ ) ..... OK

#### Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times fy}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1900,66 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 74,54 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{74,54}{0,84} = 89,19$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (386 - 89,19)}{89,19} = 0,010 > 0,005 \text{ OK}$$

#### Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times fy \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1900,66 \times 400 \times (386 - \frac{89,19}{2}) \\ &= 238616052,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

#### Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times As_{\text{pasang}} \times fy \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right) \\ &= 1,25 \times 1900,66 \times 400 \times \left( 386 - \frac{1,25 \times 89,19}{89,19} \right) \end{aligned}$$



$$M_{pr} = 322556963,9 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$238616052,7 > 210642722,16 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

### 7.2.1.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Interior 40/60 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik ( kiri-kanan ) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) \text{ tulangan} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi balok induk} = 40/60 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang balok induk} = 6,5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } \textit{decking} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 22 \text{ mm}$$

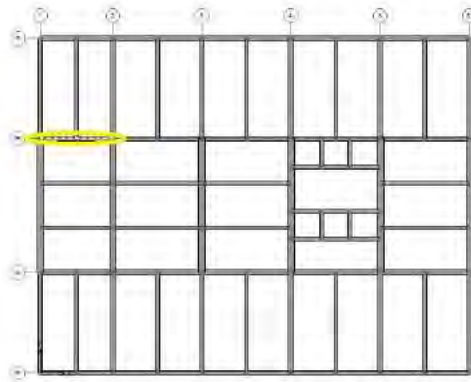
$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 50 - 13 - (0,5 \times 22) = 526 \text{ mm}$$

$$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 22) = 74 \text{ mm}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,0035$$



**Gambar 7.3** Denah Pembalokan

Dari hasil analisa SAP2000 didapat nilai momen pada As B-2 sebagai berikut :

$$M \text{ tumpuan} = - 452694250 \text{ Nmm}$$

$$M \text{ lapangan} = +247246497 \text{ Nmm}$$

- **Penulangan Tumpuan**

$$M_u = 460617133 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{460617133}{0,9} = 502993611,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times x^2} = \frac{502993611,1}{400 \times 526^2} = 4,54$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,54}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0126 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0126 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0126 \times 400 \times 526 = 2653,03 \text{ mm}^2 \\
 n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\
 &= \frac{2653,03}{380,13} = 6,98 \approx 7 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 7D22 ( $A_s = 2660,93 \text{ mm}^2$ )  
 Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (7 \times 22)}{(7 - 1)} \\
 &= 22,17 < 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)} \\
 &= 44,25 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2653,03 = 1326,52 \text{ mm}^2 \\
 \text{Maka digunakan tulangan lentur tekan} \\
 4D22 \quad (A_s &= 1520,53 > A_s') \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2653,03 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 104,35 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,84} = \frac{104,35}{0,84} = 124,86$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (526 - 124,86)}{124,86} = 0,010 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2653,03 \times 400 \times \left(526 - \frac{104,35}{2}\right) \\ &= 453893207,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left(d - \frac{1,25a}{c}\right) \\ &= 1,25 \times 2653,03 \times 400 \times \left(526 - \frac{1,25 \times 104,35}{124,86}\right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 613052960,5 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$453893207,5 > 452694250 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan  $A_s = 2653,03 \text{ mm}^2$  atau 5D22 + 2D22.

### • Penulangan Lapangan

$$M_u = 247246497 \text{ Nmm}$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{247246497}{0,9} = 274718330 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{274718330}{400 \times 526^2} = 2,48$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,48}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0065$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0065 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0065 \times 400 \times 526 = 1376,31 \text{ mm}^2 \\ n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1376,31}{380,13} = 3,62 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ( $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times c) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)} \\ &= 66,53 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1376,31 = 688,15 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ( $A_s = 760,27 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 59,63 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,84} = \frac{59,63}{0,84} = 71,35$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (526 - 71,35)}{71,35} = 0,019 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1520,53 \times 400 \times (526 - \frac{59,63}{2}) \\ &= 271607621,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right) \\ &= 1,25 \times 1520,53 \times 400 \times \left( 526 - \frac{1,25 \times 59,63}{71,35} \right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 371566106,6 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$271607621,5 > 247246497 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
  - Tulangan atas = 7D22 ( $A_s = 2660,93 \text{ mm}^2$ )
  - Tulangan bawah = 4D22 ( $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ )
- Akibat momen lapangan
  - Tulangan atas = 2D22 ( $A_s = 760,27 \text{ mm}^2$ )
  - Tulangan bawah = 4D22 ( $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ )

## **Penulangan Geser dan Torsi**

### **a. Penulangan Geser**

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 526/4 = 131,5 \text{ mm}$
- $s < 6\phi \text{ tulangan lentur} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 526/2 = 263 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$M_{pr1} = 61305,30 \text{ kgm}$

$M_{pr2} = 61305,30 \text{ kgm}$

$L_n = 6,5 - 1,1 = 5,40 \text{ m}$

Beban terbagi rata ( $W$ )

Dari perhitungan bab sebelumnya didapat :

Beban mati :  $2561 \text{ kg/m}$

Beban hidup :  $654,78 \text{ kg/m}$

Beban terbagi rata ultimate ( $W_u$ )

$$= 1,2D + 1L = (1,2 \times 2561) + 1 \times 654,78$$

$$= 3728 \text{ kg/m}$$

$$V_e = \frac{61305,30 + 61305,30}{5,4} - \frac{3728 \times 5,4}{2}$$

$$V_e = 12639,04 \text{ kg} = 126390,38 \text{ N}$$

$$V_e = \frac{61305,30 + 61305,30}{5,4} + \frac{3728 \times 5,4}{2}$$

$$V_e = 32772,29 \text{ kg} = 327722,92 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c'} b_w d = 0,17\sqrt{30} \times 400 \times 600 = 223470,80 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{327722,92}{0,75} - 223470,80 = 213493,10 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{aktual}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 526}{213493,10} = 261,62 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang  $2h = 2 \times 600 = 1200$  mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

## b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

$T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser



- $T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton  
 $A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm  
 $A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s, mm<sup>2</sup>  
 $F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa  
s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa  
 $\lambda$  = 1,0 (beton normal)  
 $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>  
 $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 400/600 mm

$T_u$  = 21331581,45 Nmm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$21331581,45 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left( \frac{(400 \times 600)^2}{(400 + 600) \times 2} \right)$$

$$21331581,45 < 39041663,90 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

#### a. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

#### b. Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,

$f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 40 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 64 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

$$A = \frac{d_c \times b}{n} = \frac{64 \times 400}{3} = 8533,33 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

$$Z = 240 \times \sqrt{0,064 \times 0,00853}$$

$$Z = 5,61 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \quad \dots \text{OK}$$

### 7.2.1.3 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Eksterior 40/60 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik ( kiri-kanan ) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) tulangan = 400 MPa

Dimensi balok induk = 40/60 cm

Panjang balok induk = 8 m

Tebal *decking* = 50 mm

Diameter tulangan utama = 22 mm

Diameter sengkang = 13 mm

b = 400 mm

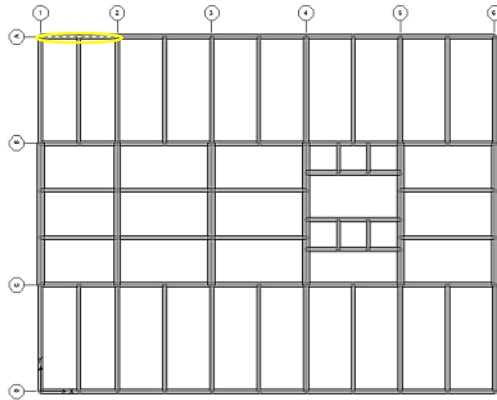
d = 600 – 50 – 13 – (0,5 × 22) = 526 mm

d' = 50 + 13 + (0,5 × 22) = 74 mm

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{\min} = 0,0035$$

$$m = 15,69$$



**Gambar 7.4** Denah Posisi Balok Eksterior 40/60

Dari hasil analisa SAP2000 didapat nilai momen pada As A 1-2 sebagai berikut :

$$M \text{ tumpuan} = - 406668533 \quad \text{Nmm}$$

$$M \text{ lapangan} = + 253424969,7 \quad \text{Nmm}$$

- **Penulangan Tumpuan**

$$Mu = 406668533 \quad \text{Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{406668533}{0,9} = 451853925,6 \quad \text{Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times dx^2} = \frac{451853925,6}{400 \times 526^2} = 4,08$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_c}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,08}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0112$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0112 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0112 \times 400 \times 526 = 2354,19 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}}$$

$$= \frac{2354,19}{380,13} = 6,19 \approx 7 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 7D22 ( $A_s = 2660,93 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (7 \times 22)}{(7 - 1)}$$

$$= 22,17 < 25 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)}$$

$$= 44,25 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2354,19 = 1177,10 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$4D22 (A_s = 1520,53 > A_s') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2653,03 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 104,35 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{104,35}{0,84} = 124,86$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (526 - 124,86)}{124,86} = 0,010 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times As_{\text{pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2653,03 \times 400 \times (526 - \frac{104,35}{2}) \\ &= 453893207,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times As_{\text{pasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right) \\ &= 1,25 \times 2653,03 \times 400 \times \left( 526 - \frac{1,25 \times 104,35}{124,86} \right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 613052960,5 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$453893207,5 > 406668533 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan  $A_s = 2653,03 \text{ mm}^2$  atau 5D22 + 2D22.

- **Penulangan Lapangan**

$$M_u = 253424969,7 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{253424969,7}{0,9} = 281583299,7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{281583299,7}{400 \times 526^2} = 2,54$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,54}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0067 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0067 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0067 \times 400 \times 526 = 1412,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{1412,72}{380,13} = 3,72 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ( $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times c) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 22)}{(4 - 1)} \\ &= 66,33 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1412,72 = 706,36 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D22 ( $A_s = 760,27 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{As_{pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1520,53 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 59,63 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{59,63}{0,84} = 71,35$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (526 - 71,35)}{71,35} = 0,019 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_{s_{pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1520,53 \times 400 \times (526 - \frac{59,63}{2}) \\ &= 271607621,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_{s_{pasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right) \\ &= 1,25 \times 1520,53 \times 400 \times \left( 526 - \frac{1,25 \times 59,63}{71,35} \right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 371566106,6 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$271607621,5 > 253424969,7 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan

$$\text{Tulangan atas} = 7D22 (A_s = 2660,93 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan bawah} = 4D22 (A_s = 1520,53 \text{ mm}^2)$$



- Akibat momen lapangan

Tulangan atas = 2D22 ( $A_s = 760,27 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah = 4D22 ( $A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$ )

### **Penulangan Geser dan Torsi**

#### **a. Penulangan Geser**

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 526/4 = 131,5 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$  tulangan lentur  $= 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 526/2 = 263 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$M_{pr1} = 61305,30 \text{ kgm}$

$M_{pr2} = 61305,30 \text{ kgm}$

$l_n = 8 - 1,1 = 6,90 \text{ m}$

Beban terbagi rata ( $W$ )

Dari perhitungan bab sebelumnya didapat :

Beban mati :  $2561 \text{ kg/m}$

Beban hidup : 654,78 kg/m

Beban terbagi rata ultimate ( $W_u$ )

$$= 1,2D + 1L = (1,2 \times 2561) + 1 \times 654,78$$

$$= 3728 \text{ kg/m}$$

$$V_e = \frac{61305,30 + 61305,30}{6,9} - \frac{3728 \times 6,9}{2}$$

$$V_e = 30632,56 \text{ kg} = 306325,64 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,17 \sqrt{30} \times 400 \times 600 = 223470,80 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{306325,64}{0,75} - 223470,80 = 184963,38 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{aktual}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 526}{184963,38} = 301,97 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang  $2h = 2 \times 600 = 1200$  mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

## b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal

11.5.3.6) sesuai

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

persamaan berikut :

Dimana :

$T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{min}$ )

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton

- $A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm  
 $A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak  $s$ , mm<sup>2</sup>  
 $F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa  
 $s$  = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa  
 $\lambda$  = 1,0 (beton normal)  
 $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>  
 $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 400/600 mm

$T_u$  = 33535340,94 Nmm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$33535340,94 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left( \frac{(400 \times 600)^2}{(400 + 600) \times 2} \right)$$

$$33535340,94 < 39041663,90 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

### a. Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

### b. Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,

$f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$

$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$d_c = 40 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 64 \text{ mm}$

$A$  = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

$$A = \frac{d_c \times b}{n} = \frac{64 \times 400}{3} = 8533,33 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A}$$

$$Z = 240 \times \sqrt{0,064 \times 0,00853}$$

$$Z = 5,61 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \quad \dots \text{OK}$$

#### 7.2.1.4 Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/90 Sebelum Komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributary area. Berikut ini merupakan beban merata (q) yang terjadi pada balok :

##### **Beban mati**

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

##### **Beban hidup**

$$\text{Beban pekerja} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 60/76$$

$$\text{Bentang balok induk} = 12 \text{ meter}$$

##### **a) Pelat dalam kondisi sebelum terdapat overtopping**

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dan beban hidup dari pelat pracetak, balok anak, dan berat dari balok induk itu sendiri.

$$L_x = 400 - \left( \frac{40}{2} + \frac{35}{2} \right) = 362,5 \text{ cm}$$

$$l_y = 800 - \left( \frac{60}{2} + \frac{60}{2} \right) = 740 \text{ cm}$$

##### **Beban pada balok anak**

###### ■ Beban mati

$$\text{Berat balok anak} = 0,35 \times 0,36 \times 2400 = 302,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekivalen} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,625 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,625}{7,4} \right)^2 \right) \\
 &= 640,33 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban mati balok anak (Qd)} \\
 &= 302,4 + 640,33 = 942,73 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

▪ **Beban hidup**

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times l_x \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right) \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 192 \times 3,625 \times \left( 1 - \frac{1}{3} \times \left( \frac{3,625}{7,4} \right)^2 \right) \\
 &= 640,33 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 D + 1,6 L \\
 &= 1,2 (942,73) + 1,6 (640,33) = 2155,80 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat ( $P_D$ ) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 2155,80 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} = 9701,09 \text{ kg}$$

**Beban pada balok induk**

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,6 \times 0,76 \times 2400 = 1094,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{4} \times q \times l_x \\
 &= 2 \times \frac{1}{4} \times 192 \times 3,625 = 348 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Total beban mati balok induk ( $Q_d$ ) =  $1094,4 + 348 = 1442,4 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D \\ &= 1,2 \times 1442,4 \\ &= 1730,88 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \left( \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times P_u \times L \right) \\ &= \left( \frac{1}{8} \times 1730,88 \times 12^2 \right) + \left( \frac{1}{4} \times 9701,09 \times 12 \right) \\ &= 60259,10 \text{ kgm} \end{aligned}$$

## b) Perhitungan Tulangan Lentur

### ↳ Data Perencanaan

Dimensi Balok Induk	= 60/90
Bentang Balok Induk	= 12 m
Diameter Tulangan utama	= 25 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
$\rho_{\min}$	= 0,0035

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d_x = 900 - 140 - 50 - 13 - \left( \frac{1}{2} \times 25 \right) = 684,5 \text{ mm}$$

$$M_u = 60259,10 \text{ kgm} = 602591002,59 \text{ Nmm}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

### ↳ Penulangan Lentur

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{602591002,59}{0,9} = 669545558,4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{669545558,4}{400 \times 684,5^2} = 2,38$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,38}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0063\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0063 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned}A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0063 \times 600 \times 684,5 = 2571,68 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{SD25}} \\ &= \frac{2571,68}{490,87} = 5,24 \approx 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D25 ( $A_s = 2945,24 \text{ mm}^2$ )

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned}S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times c) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (5 \times 25)}{(5 - 1)} \\ &= 67,40 > 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2571,68 = 1285,84 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

3D25 ( $A_s = 1472,62 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{2945,24 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 600)} = 77 \text{ mm}$$



- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30-28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,84} = \frac{77}{0,84} = 92,14$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (684,5 - 92,14)}{92,14} = 0,019 > 0,005 \text{ OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 2945,24 \times 400 \times (684,5 - \frac{77}{2}) \\ &= 684945833,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right) \\ &= 1,25 \times 2945,24 \times 400 \times \left( 684,5 - \frac{1,25 \times 77}{92,14} \right) \end{aligned}$$

$$M_{pr} = 937139708,7 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$684945833,8 > 602591002,59 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

### 7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Memanjang Interior 60/90 Setelah Komposit

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik ( kiri-kanan ) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa  
 Mutu baja ( $f_y$ ) tulangan = 400 MPa  
 Dimensi balok induk = 60/90 cm  
 Panjang balok induk = 12 m  
 Tebal *decking* = 50 mm  
 Diameter tulangan utama = 25 mm  
 Diameter sengkang = 13 mm

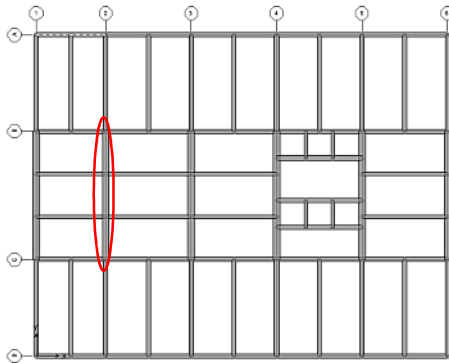
$b = 600$  mm

$d = 900 - 50 - 13 - (0,5 \times 25) = 824,5$  mm

$d' = 50 + 13 + (0,5 \times 25) = 75,5$  mm

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$\rho_{\min} = 0,0035$



**Gambar 7.5** Denah Posisi Balok Interior 60/90

Dari hasil analisa SAP2000 didapat nilai momen pada As BC-2 sebagai berikut :

M tumpuan = - 1432461061 Nmm

M lapangan = + 543858033 Nmm

- **Penulangan Tumpuan**

$M_u = 1432461061$  Nmm

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1432461061}{0,9} = 1591623401 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d x^2} = \frac{1591623401}{600 \times 824,5^2} = 3,90$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,90}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0106 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0106 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

#### Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0106 \times 600 \times 824,5 = 5265,61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD25}} \\ &= \frac{5265,61}{490,87} = 10,73 \approx 11 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 11D25 ( $A_s = 5399,61 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (11 \times 25)}{(11 - 1)} \\ &= 21,20 < 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan 2 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (9 \times 25)}{(9 - 1)}$$

$$= 32,75 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 5265,61 = 2632,81 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

6D25 ( $A_s = 2945,24 > A_s'$ ) ..... OK

Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{5399,61 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 600)} = 141,17 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{141,17}{0,84} = 168,92$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (824,5 - 168,92)}{168,92} = 0,012 > 0,005 \quad \text{OK}$$

Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 5399,61 \times 400 \times (824,5 - \frac{141,17}{2}) \\ &= 1465509115 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$M_{pr} = 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right)$$

$$= 1,25 \times 5399,61 \times 400 \times \left( 824,5 - \frac{1,25 \times 141,17}{168,92} \right)$$

$$M_{pr} = 1987789108 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$1465509115 > 1432461061 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah Tarik) dengan  $A_s = 5399,61 \text{ mm}^2$  atau 9D25 + 2D25.

- **Penulangan Lapangan**

$$M_u = 543858033 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{543858033}{0,9} = 604286703,3 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d \times 10^6} = \frac{604286703,3}{600 \times 824,5^2} = 1,48$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,48}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0038 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0038 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0038 \times 600 \times 824,5 = 1888,85 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{sD25}}$$

$$= \frac{1888,85}{490,87} = 3,85 \approx 4 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D25 ( $A_s = 1963,50 \text{ mm}^2$ )  
Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{600 - (2 \times 50) - (13) - (4 \times 25)}{(4 - 1)}$$

$$= 129 > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

#### Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1888,85 = 944,42 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

2D25 ( $A_s = 981,75 > A_s'$ ) ..... OK

#### Kontrol penggunaan faktor reduksi

-Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1963,50 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 600)} = 51,33 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{51,33}{0,84} = 61,42$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d \times c)}{c} = \frac{0,003 \times (824,5 - 61,42)}{61,42} = 0,037 > 0,005 \text{ OK}$$

#### Kekuatan lentur nominal rencana

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 0,9 \times 1963,50 \times 400 \times (824,5 - \frac{51,33}{2}) \\ &= 564662052 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur probability

$$M_{pr} = 1,25 \times A_s \text{ pasang} \times f_y \times \left( d - \frac{1,25a}{c} \right)$$

$$= 1,25 \times 1963,50 \times 400 \times \left( 824,5 - \frac{1,25 \times 51,33}{61,42} \right)$$

$$M_{pr} = 777953317 \text{ Nmm}$$

Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi M_n > M_u$$

$$564662052 > 543858033 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

### **Penulangan Geser dan Torsi**

#### **c. Penulangan Geser**

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 824,5/4 = 206,13 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$  tulangan lentur  $= 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 824,5/2 = 412,25 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka *joint*. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin  $M_{pr}$  bekerja pada muka-muka *joint* dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari perhitungan sebelumnya telah didapat nilai :

$$M_{pr1} = 198778,91 \text{ kgm}$$

$$M_{pr2} = 198778,91 \text{ kgm}$$

$$l_n = 12 - 1,1 = 10,90 \text{ m}$$

Beban terbagi rata (W)

Dari perhitungan bab sebelumnya didapat :

$$\text{Beban mati} : 3247 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup} : 640,33 \text{ kg/m}$$

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= 1,2D + 1L = (1,2 \times 3247) + 1 \times 640,33$$

$$= 4536 \text{ kg/m}$$

$$V_e = \frac{198778,91 + 198778,91}{10,9} - \frac{4536 \times 10,9}{2}$$

$$V_e = 61196,94 \text{ kg} = 611969,40 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c'} b_w d = 0,17\sqrt{30} \times 600 \times 900 = 502809,31 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{611969,40}{0,75} - 502809,31 = 313149,90 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{aktual}}{V_s} = \frac{265,5 \times 400 \times 824,5}{313149,90} = 279,58 \text{ mm}$$

∴ Dipasang **Ø13-100** mm sepanjang  $2h = 2 \times 900 = 1800$  mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5 cm dari muka kolom dan **Ø13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

#### d. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :



$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

- $T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )
- $T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
- $T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton
- $A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm
- $A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak  $s$ , mm<sup>2</sup>
- $F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
- $s$  = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari :

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan
- $f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa
- $\lambda$  = 1,0 (beton normal)
- $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>
- $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 600/900 mm

$T_u$  = 92131469 Nmm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI

2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$92131469 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left( \frac{(600 \times 900)^2}{(600 + 900) \times 2} \right)$$

$$92131469 < 131765615,7 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan.

### **Kontrol lendutan**

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

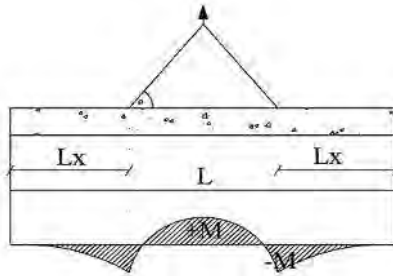
Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

### **7.2.3 Pengangkatan Elemen Balok Induk**

Balok induk dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 7.6** Momen Saat Pengangkatan Balok Induk

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{Lx \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{Lx \tan \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Yb} \left( 1 + \frac{4Y_c}{Lx \tan \theta} \right)} \right)}$$

↳ **Kondisi sebelum komposit**

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$L = 1200 \text{ cm}$$

Perhitungan :

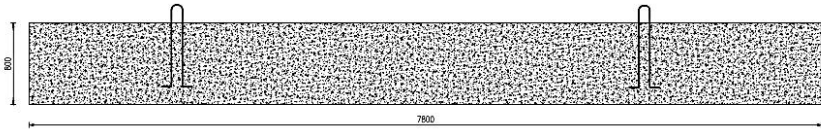
$$Y_t = Y_b = \frac{(90 - 14)}{2} = 38 \text{ cm}$$

$$Y_c = 38 + 5 = 43 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 43}{1200 \times \operatorname{tg} 45^\circ}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{38}{38} \left( 1 + \frac{4 \times 43}{1200 \times \operatorname{tg} 45^\circ} \right)} \right)} = 0,232$$

$$X \times L = 0,232 \times 1200 = 278,41 \text{ cm} = 2,78 \text{ m}$$

$$L - 2 \times (X \times L) = 12 - 2 \times (2,82) = 6,36 \text{ m}$$



**Gambar 7.7** Letak Titik Pengangkatan

**a. Pembebanan**

$$\text{Balok } (0,6 \times 0,76 \times 12 \times 2400) = 13132,8 \text{ kg}$$

$$T \sin \phi = P = \frac{1,2 \times k \times W}{2}$$

$$= \frac{1,2 \times 1,2 \times 13132,8}{2}$$

$$= 9455,62 \text{ kg}$$

$$T = \frac{9455,62}{\sin 45^\circ} = 13372,26 \text{ kg}$$

**b. Tulangan Angkat Balok Induk**

$$P_u = 13132,8 \text{ kg}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulangan mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{13132,8}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 1,25 \text{ cm} = 12,5 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan  $\phi$  13 mm

### c. Momen yang Terjadi

- Pembebanan

$$\text{Balok } (0,6 \times 0,76 \times 2400) = 1094,4 \text{ kg/m}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut :

- Momen lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+M = \left( \frac{1094,4 \times 12^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,232 + \frac{4 \times 0,43}{12 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 5090,27 \text{ kgm}$$

- Momen tumpuan

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$-M = \left( \frac{1094,4 \times 0,232^2 \times 12^2}{2} \right) \times 1,2 = 5089,39 \text{ kgm}$$

### d. Tegangan yang Terjadi

- Lapangan

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{5090,27 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 600 \times 760^2}$$

$$= 0,881 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \quad \dots \text{OK}$$

- Tumpuan

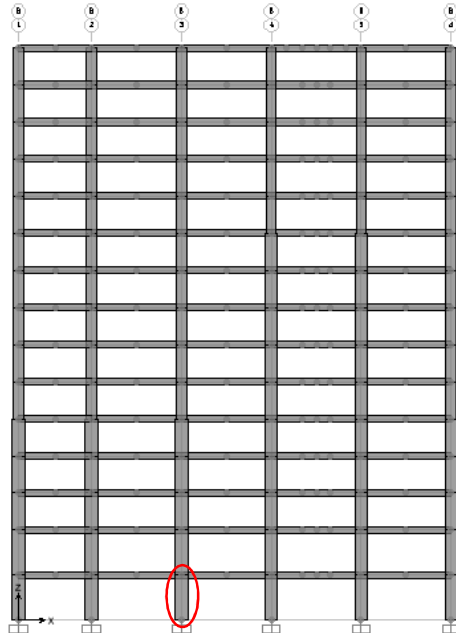
$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{5089,39 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 600 \times 760^2}$$

$$= 0,881 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7\sqrt{f_c'} = 3,83 \text{ MPa} \quad \text{.....OK}$$

Dari perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'_{r_{ijin}}$  usia beton 3 hari. Jadi dapat ditarik kesimpulan, balok tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

## 7.3 Perencanaan Kolom

### 7.3.1 Perencanaan Kolom Interior Lantai 1



**Gambar 7.8** Potongan Rangka Struktur

Pada perencanaan Tugas Akhir ini, kolom yang diperhitungkan diambil pada kolom interior lantai 1. Data kolom perencanaan dimensi kolom tersebut adalah sebagai berikut :

- Mutu Beton : 30 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 500 Mpa (1,25 fy)
- Dimensi Kolom : 110/110 cm
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang ( $\phi$ ) : 13 mm
- $d = h - \text{selimut} - \phi - 0,5D$   
 $= 1100 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 1034,5 \text{ mm}$

Dengan menggunakan *software SAP2000* diperoleh Besarnya gaya pada kolom atas adalah sebagai berikut:

**Tabel 7.1** Gaya Dalam Kolom

Kombinasi	Aksial kN	Mx kN.m	My kN.m
1,4D	11231,493	1,858	219,253
1,2D + 1,6L	14208,497	1,932	283,854
1,2D + 1L + 1Ex	12691,665	1317,725	278,714
1,2D + 1L + 1Ey	13116,374	368,267	977,641
0,9D + 1Ex	7421,477	1319,348	285,622
0,9D + 1Ey	7846,186	369,890	1027,424

### 7.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sesuai dengan persyaratan pada SNI 2847:2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi  $Ag \cdot f_c' / 10$ , harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

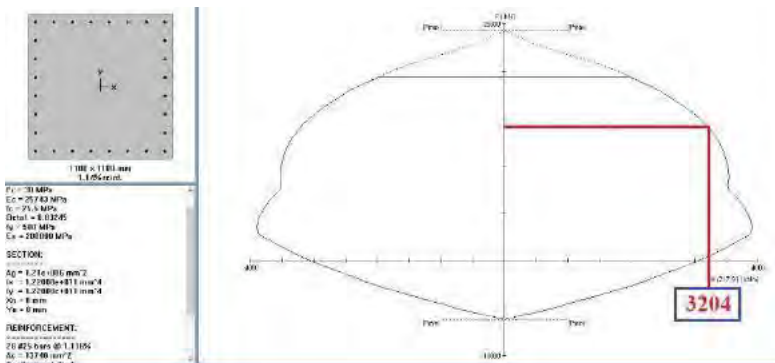
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial terfaktor} &\leq Ag \times \frac{f'_c}{10} \\
 &\leq 1100 \times 1100 \times \frac{30}{10} \\
 &\leq 3630000 \text{ N} = 3630 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisa dengan menggunakan program bantu SAP 2000 didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 14208,497 kN. Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur telah melebihi  $Ag \times \frac{f'_c}{10}$ , maka pasal tersebut di atas berlaku.

- Ukuran penampang terpendek 900 mm > 300 mm (Ok)
- Ratio b/h = 1100/1100 = 1 > 0,4 (Ok)

### 7.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Dari hasil analisa dengan program bantu SAP 2000 didapat data beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu SpColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom yaitu sebagai berikut :



**Gambar 7.9** Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom



Berdasarkan hasil tersebut, kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 28D25 ( $\rho = 1,14 \%$ ). Kebutuhan  $\rho$  tersebut telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1% - 8%. Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu SpColumn, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio tulangan longitudinal = 1,14 %
- Penulangan 28D25 = As : 13748 mm<sup>2</sup>
- Ix =  $1,22 \times 10^{11}$  mm<sup>4</sup>
- Iy =  $1,22 \times 10^{11}$  mm<sup>4</sup>
- Ag =  $1,21 \times 10^6$  mm<sup>2</sup>

#### 7.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n(\max) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (1,21 \times 10^6 - 13748) + 500 \times 13748] \\ &= 18721885,52 \text{ N} \\ &= 19435,91 \text{ kN} > 14208,497 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}\end{aligned}$$

jadi, tulangan memanjang **28 D25** dapat digunakan.

#### 7.3.5 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve

➤ Geser pada kolom :

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 gaya geser desain,  $V_e$  ditentukan sebagai berikut :

$$V_e = \frac{(2 \times M_{pr})}{Ln}$$

$M_{pr}$  adalah kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka *joint* yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan

longitudinal sebesar paling sedikit **1,25  $f_y$**  dan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  sebesar 1,0 Nmm. Sehingga nilai  $f_y$  untuk analisa geser sebesar  $1,25 \times f_y = 1,25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$

Dari hasil analisa menggunakan SpColumn diperoleh  $M_{pr} = 3204 \text{ kNm}$

Panjang bentang bersih ( $L_n$ ) :  $4 - 0,9 = 3,1 \text{ m}$

$$V_e = \frac{(2 \times 3204)}{3,1} = 2067,10 \text{ kN}$$

➤ Geser pada balok :

$V = 615016,68 \text{ N} = 615,017 \text{ kN}$  (telah dihitung sebelumnya)

$V_e > V$

$2067,10 \text{ kN} > 615,017 \text{ kN} \dots \text{OK}$

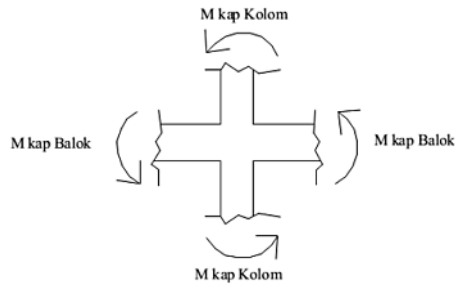
Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar  $2067,10 \text{ kN}$ .

### 7.3.6 Persyaratan 'Strong Column Weak Beam'

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu diperhatikan bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.



**Gambar 7.10** Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

$$\sum M_{nc} = 0,7 \times (3204 + 3204) = 4485,6 \text{ kNm}$$

Nilai  $M_g$  dicari dari jumlah  $M_{nb+}$  dan  $M_{nb-}$  balok yang menyatu dengan kolom didapat dari  $M_n$  pada penulangan balok interior dimana diperoleh :

$$M_{nb+} = 1628,34 \text{ kNm}$$

$$M_{nb-} = 925,98 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb} = 0,85 \times (1628,34 + 925,98) = 2171,18 \text{ kNm}$$

Maka :

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &\geq (1,2) \sum M_{nb} \\ 4485,6 \text{ kNm} &> 1,2 \times 2171,18 \text{ kNm} \\ 4485,6 \text{ kNm} &> 2605,41 \text{ kNm} \quad \dots\text{OK} \end{aligned}$$

### 7.3.7 Pengekangan Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1 panjang  $l_0$  tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

$$\begin{aligned} L_0 &\geq h = 1100 \text{ mm} \\ &\geq \frac{1}{6} \times l_n = \frac{1}{6} \times 3100 = 516,67 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\therefore$  Maka,  $l_0$  pakai adalah 1100 mm

Untuk jarak begel (s) berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 tidak boleh melebihi yang terkecil dari : (diamater pakai sengkang 13 mm)

$$\frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ mm}$$

$$6 \times dl = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left( \frac{350 - 0,5 \times (1100 - 2 \times (40 + 13/2))}{3} \right) = 48,83 \text{ mm}$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Dipakai jarak sengkang ( $s$ ) = 100 mm

Untuk  $A_{sh_{min}}$  sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{s b_c f_c'}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f_c'}{f_{yt}}$$

Keterangan :

$S$  = jarak spasi tulangan transversal (mm)

$B_c$  = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

$A_g$  = luasan penampang kolom ( $\text{mm}^2$ )

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

$F_{yt}$  = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa  $s = 100$  mm,  $f_{yt} = 400$  Mpa, selimut beton = 40 mm dan  $D_s = 13$  mm

$$b_c = 0,5b - 0,5d' - d_s = 550 - 0,5 \times 13 - 40 = 503,5 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1100 - 40)^2 = 1123600 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,3 \times \frac{100 \times 503,5 \times 30}{500} \left[ \left( \frac{1210000}{1123600} \right) - 1 \right] = 69,69 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \frac{100 \times 503,5 \times 30}{500} = 271,89 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,66 \text{ mm}^2 > A_{sh} \text{ min} = 271,89 \text{ mm}^2$$

Untuk memenuhi syarat diatas dipasang 4D13 – 100 ( $A_{sh} = 530,93 \text{ mm}^2 > 271,89 \text{ mm}^2$ ). Mengingat beban aksial terfaktor kolom minimal 14208,497 kN > 3630 kN, maka Nilai  $V_c$  diambil sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{14208497}{14 \times 1210000} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 1100 \times 1034,5$$

$$V_c = 1948302,64 \text{ N} = 1948,30 \text{ kN}$$

Berdasarkan  $A_v$  4D13 = 530,93 mm<sup>2</sup> dan s terpasang = 150 mm

$d = h \text{ kolom} - d' - \phi \text{ sengkang} - \frac{1}{2} d_l$

$$d = 1100 - 40 - 13 - \frac{1}{2} 25$$

$$d = 1034,5 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = \frac{530,93 \times 500 \times 1034,5}{150} = 1830820,715 \text{ N} = 1830,82 \text{ kN}$$

$$V_n = V_s + V_c = 1830,82 + 1948,30 = 3779,12 \text{ kN}$$

Maka  $\phi(V_s + V_c)$

$$= 0,75(1830,82 + 1948,30) = 2834,34 \text{ kN} > V_u = 615,017 \text{ kN}$$

Ini berarti  $A_{sh}$  terpasang di  $L_0$  dengan  $s = 100 \text{ mm}$  cukup untuk menahan geser. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$\begin{aligned}
 S &< \frac{1}{4} \times d = \frac{1}{4} \times 1034,5 = 258,63 \text{ mm} \\
 &< 6 \times dl = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \\
 &< 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

∴ spasi sengkang pakai = 100 mm

➤ Tulangan Angkat Kolom

$$L_n = 4 - 0,6 = 3,4 \text{ m}$$

$$\text{Beban Kolom} = 1,1 \times 1,1 \times 3,4 \times 2400 = 9873,6 \text{ kg}$$

$$\text{Koefisien kejut (k)} = 1,2$$

$$P_u = 1,2 \times 9873,6 = 11848,32 \text{ kg}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4000/1,5 = 2666,67 \text{ kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{11848,32}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 1,19 \text{ cm} = 11,9 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan Ø 13 mm

➤ Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 berikut :

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

Dimana :

$$\Psi_t = 1 ; \Psi_e = 1 ; \Psi_s = 1$$

$$\lambda = 1$$

$$K_{tr} = 0 \rightarrow \text{penyederhanaan desain}$$

$$c = 40 + d_s + \frac{1}{2}d_l$$

$$= 40 + 13 + \frac{1}{2} 25 = 65,5 \text{ mm}$$

$$l_d = \left( \frac{500}{1,1 \times 1 \times \sqrt{30}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left( \frac{65,5 + 0}{25} \right)} \right) \times 25$$

$$l_d = 791,87 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$$

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.7.2 sambungan lewatan tulangan ulir dan kawat ulir  $l_d \geq 200\text{mm}$ , maka

$$L_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$800 \geq 200 \text{ mm} \text{ .....OK}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



## **BAB VIII**

### **PERENCANAAN SAMBUNGAN**

#### **8.1 Umum**

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit. Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau *service ability*, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

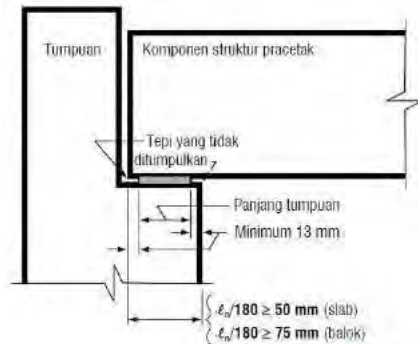
Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu

pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 16.6.2.2, adalah

- $D = 1/180 L_n$
- Untuk slab masif atau inti berongga (*hollow-core*) 50 mm
- Untuk balok atau komponen struktur bertangkai (*stemmed*) 75 mm

Dimana  $L_n$  = bentang bersih elemen pracetak

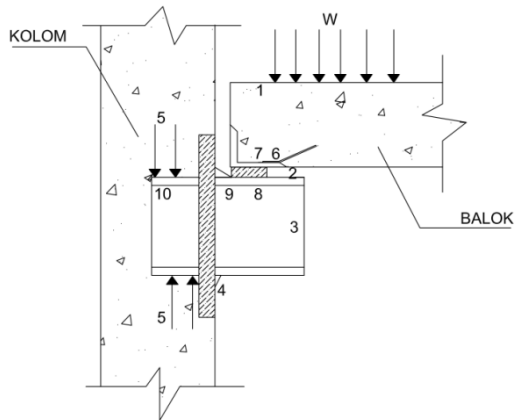


**Gambar 8.1** Panjang Tumpuan pada Tumpuan

## 8.2 Konsep Desain Sambungan

### 8.2.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti gambar 8.2 dimana pemindahan beban diteruskan kekolom dengan melalui tahap sebagai berikut :



**Gambar 8.2** Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
2. Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan *pads*
3. *Haunch* menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.
4. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
5. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan.
2. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.
3. Baja siku di ujung balok ke *haunch* melalui gesekan di atas dan di bawah *bearing pads*. Sebagian gaya akibat perubahan volume dikurangi dengan adanya deformasi pada *pads*.
4. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja.
5. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.

### 8.2.2 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

#### 1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelelehan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

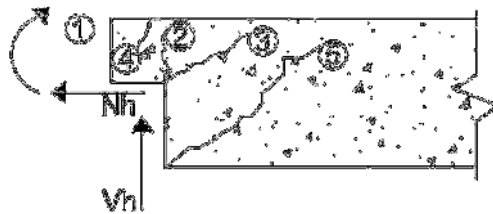
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

#### 2. Jenis alat penyambung

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint digROUT.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

### 8.2.3 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing masing pola-pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 8.3

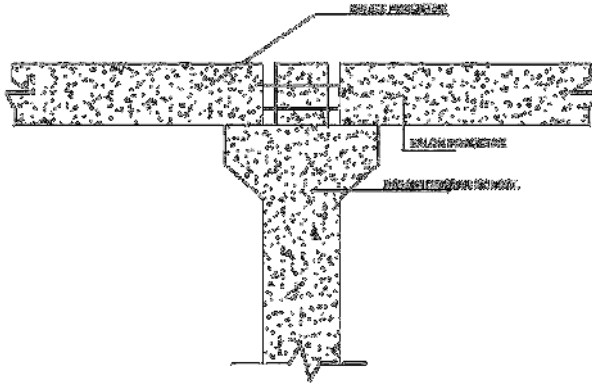


**Gambar 8.3** Model keruntuhan

PCI desain handbook memberikan 5 pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok yaitu sebagai berikut :

- 1) Lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
- 2) Tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
- 3) Geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
- 4) Tarik diagonal pada ujung akhir
- 5) Perletakan pada ujung atau tonjolan

Pada tugas akhir ini penulis merencanakan sistem balok pracetak yang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan). Berikut disajikan permodelannya dalam gambar 8.4 berikut ini :



**Gambar 8.4** Model Sambungan Balok pada Konsol Kolom

### 8.3 Penggunaan Topping Beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

- 1) Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
- 2) Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
- 3) Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm. Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui  $5,50 \text{ kg/cm}^2$ . Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut. Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu} \geq A_{vf} \text{ min}$$

dimana :

$A_{vf}$  = luas tulangan geser friksi

$V_n$  = luas geser nominal  $< 0,2 f_c A_c$  (Newton)

$< 5,5 A_c$  (Newton)

$A_c$  = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

$F_y$  = kuat leleh tulangan

$\mu$  = koefisien friksi (1)

$A_{vf} \text{ min} = 0,018 A_c$  untuk baja tulangan mutu  $< 400 \text{ Mpa}$

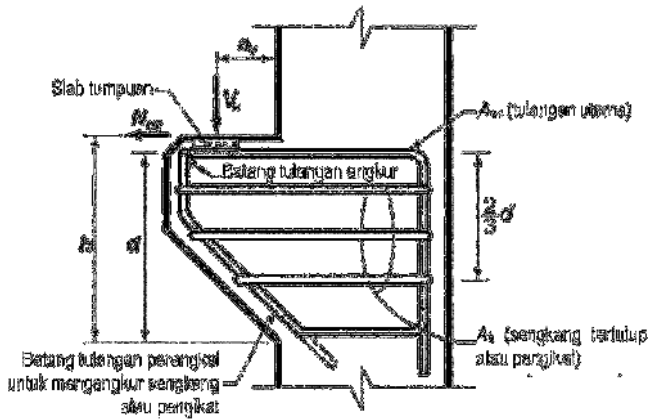
$= 0,018 \times 400/f_y$  untuk tulangan  $f_y > 400 \text{ Mpa}$  diukur

pada tegangan leleh 0,35% dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014  $A_c$

## 8.4 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

### 8.4.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 8.3 berikut ini:



**Gambar 8.5** Geometrik Konsol Pendek

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi  $a_v/d$  tidak lebih besar dari satu, dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ , tidak lebih besar daripada  $V_u$ . Tinggi efektif  $d$  harus ditentukan di muka tumpuan
2. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari  $0,5d$
3. Penampang di muka tumpuan harus didesain untuk menahan secara bersamaan  $V_u$  suatu momen terfaktor  $V_{ua} + N_{uc}(h-d)$ , dan gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ 
  - 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8,  $\phi$  harus diambil sama dengan 0,75
  - 2) Desain tulangan geser-friksi  $A_{vf}$  untuk menahan  $V_u$  harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.6:
    - a) Untuk beton berat normal,  $V_n$  tidak boleh melebihi yang terkecil dari  $0,2f'_c b_w d$ ,  $(3,3 + 0,08f'_c)b_w d$ , dan  $11 b_w d$ .
    - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir,  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari  $(0,2 - 0,07 \frac{a}{d}) f'_c b_w d$  dan  $(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}) b_w d$



- c) Tulangan  $A_f$  untuk menahan terfaktor
    - a.  $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$  harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
  - d) Tulangan  $A_n$  untuk menahan gaya Tarik terfaktor  $N_{uc}$  harus ditentukan dari  $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$ . Gaya tarik terfaktor,  $N_{uc}$  tidak boleh diambil kurang dari  $0,2V_u$  kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya Tarik.  $N_{uc}$  harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana Tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkai, susut, atau perubahan suhu.
  - e) Luas tulangan Tarik utama  $A_{sc}$  tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari  $(A_f + A_n)$  dan  $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Luas total  $A_h$ , sengkang tertutup atau pengikat paralel terhadap tulangan Tarik utama tidak boleh kurang dari  $0,5(A_{sc} - A_n)$ , Distribusikan  $A_h$  secara merata dalam  $(2/3)d$  bersebelahan dengan tulangan tarik utama
  5.  $\frac{A_{sc}}{b d}$  tidak boleh kurang dari  $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
  6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama  $A_s$  harus diangkur dengan salah satu dari berikut :
    - (a) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan  $f_y$  tulangan Tarik utama
    - (b) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal atau
    - (c) Dengan suatu cara pengangkurkan baik lainnya
  7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama  $A_s$ , ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal ( bila batang tulangan tersebut disediakan )

### 8.4.1.1 Perhitungan Konsol pada Kolom

#### a. Data perencanaan

$V_u$  output analisis dengan software SAP2000 = 435734,09 N

Dimensi Balok = 60/90

Dimensi konsol :

$b_w$  = 600 mm

$h$  = 450 mm

$d$  = 450 – 40 – 25 = 385 mm

$f_c'$  = 30 MPa

$f_y$  = 400 MPa

$a_v$  = 200 mm

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a_v/d = 200 / 385 = 0,519 < 1 \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 435734,09 = 87146,818 \text{ N} \leq 435734,09 \text{ N} \dots \text{OK}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{435734,09}{0,75} = 580978,79 \text{ N}$$

#### b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 30 \times 600 \times 385$$

$$= 1386000 \text{ N} > V_n \dots \text{OK}$$

$$11 b_w d = 11 \times 600 \times 385$$

$$= 2541000 \text{ N} > V_n \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\
 &= \frac{580978,79}{400 \times 1,4} \\
 &= 2033,43 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**c. Luas tulangan lentur :**

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\
 &= (435734,09 \times 200) + (87146,818 \times (450-385)) \\
 &= 92811361 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b \times d x^2} = \frac{92811361}{0,9 \times 600 \times 385^2} = 1,16$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,16}{400}} \right) = 0,0030
 \end{aligned}$$

$\rho = 0,0030 < \rho_{\min} = 0,0035$  , maka dipakai  $\rho = 0,0035$   
(Menentukan)

$$A_f = \rho \times b \times d$$

$$A_f = 0,0035 \times 600 \times 385$$

$$A_f = 685,59 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai  $A_f = 685,59 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{87146,818}{0,75 \times 400} = 290,49 \text{ mm}^2$$

**d. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 685,59 + 290,49 = 976,08 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 2033,43}{3} \right) + 290,49 = 1646,11 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{30}{400} \right) 600 \times 385 = 693 \text{ mm}^2$$

$A_s = 1646,11 \text{ mm}^2$  menentukan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_n = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (1646,11 - 290,49) = 677,81 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 6D13 ( $A_s = 796,39 \text{ mm}^2$ )

Dipasang sepanjang  $(2/3)d = 256,67 = 260 \text{ mm}$  (vertikal)

dipasang 6D13 dengan spasi  $260/6 = 43,33 \text{ mm}$

**e. Luas pelat landasan :**

$$V_u = \phi \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{435734,09}{0,85 \times 30 \times 0,75} = 22783,48 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $150 \times 300 \text{ mm}^2 = 45000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ).

### 8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok - Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

**a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka :

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \right) \times 25 = 438,18 \text{ mm} = 440 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} l_{dc} &= (0,043 \cdot f_y) d_b \\ &= 0,043 \times 400 \times 25 = 430 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{dc} = 440 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

**b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3 \quad ; \quad \Psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} l_d &= \left( \frac{f_y}{1,7\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b \\ &= \left( \frac{400}{1,7 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 25 \\ &= 1396,16 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 1396,16 \text{ mm} \approx 1400 \text{ mm}$

### c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24\psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} db$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\psi_e = 1 ; \lambda = 1$$

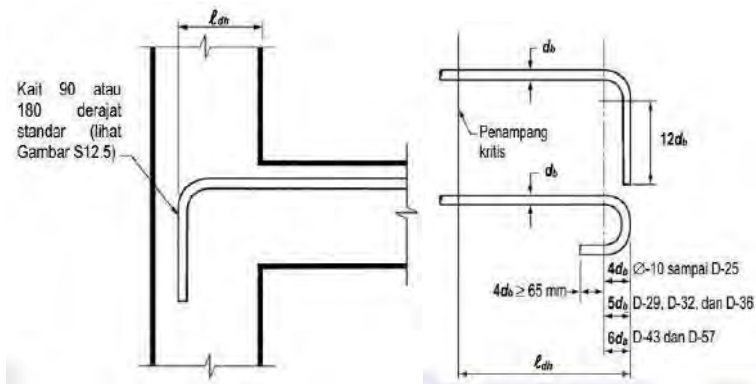
Didapat :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \times 22 = 385,60 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 385,60 \text{ mm} \geq 176 \text{ mm} \quad \dots \text{OK}$$

Maka dipakai  $l_{dh} = 385,60 \approx 390 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12 db = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$



**Gambar 8.6** Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk

**d. Kontrol Sambungan Balok Kolom (*Beam Column Joint*)**

Gaya geser yang mungkin terjadi pada sambungan balok kolom adalah  $T_1 + T_2 - V_h$ .  $T_1$  dan  $T_2$  diperoleh dari tulangan Tarik balok-balok yang menyatu dihubungan balok kolom.

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 f_y = 5399,61 \times 1,25 \times 400 \\ &= 2699805 \text{ N} = 2699,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_s' \times 1,25 f_y = 2945,24 \times 1,25 \times 400 \\ &= 1472620 \text{ N} = 1472,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Menghitung besarnya  $V_h$**

Perhitungan  $M_{pr}^-$  dengan tulangan 6D25 ( $A_s = 2945,24 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s' (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2945,24 (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 1100} = 52,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s' (1,25 \times f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 2945,24 \times (1,25 \times 400) \left( 1035 - \frac{52,50}{2} \right) \\ &= 1485505556 \text{ Nmm} = 1485,51 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Perhitungan  $M_{pr}^+$  dengan tulangan 11D25 ( $A_s = 5399,61 \text{ mm}^2$ )

$$a = \frac{A_s (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{5399,61 (1,25 \times 400)}{0,85 \times 30 \times 1100} = 96,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s (1,25 \times f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) = 5399,61 \times (1,25 \times 400) \left( 1035 - \frac{96,2}{2} \right) \\ &= 2664370420 \text{ Nmm} = 2664,37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Besarnya  $V_h$  dihitung dengan rumus :

$$M_u = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{2} = \frac{1485,51 + 2664,37}{2} = 2074,94 \text{ kNm}$$

$$V_h = \frac{M_u}{L_n/2} = \frac{2074,94}{(12-1,1)/2} = 380,72 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V &= T_1 + T_2 - V_h \\ &= 2699,81 + 1472,62 - 380,72 = 3791,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk hubungan balok kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\phi V_c = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'_c}$$

dimana :

$\phi = 0,75$  sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2.3

$V_c$  = Kuat geser beton berat nominal

$A_j$  = Luas penampang efektif dalam HBK

$$\phi V_c = \phi 1,7 A_j \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,75 \times 1,7 \times 1210000 \times \sqrt{30}$$

$$= 8449989 \text{ N} = 8449,99 \text{ kN} > 3791,70 \text{ kN} \quad \text{.....OK}$$

Sambungan Aman

### 8.4.3 Perhitungan Sambungan Kolom ke Kolom

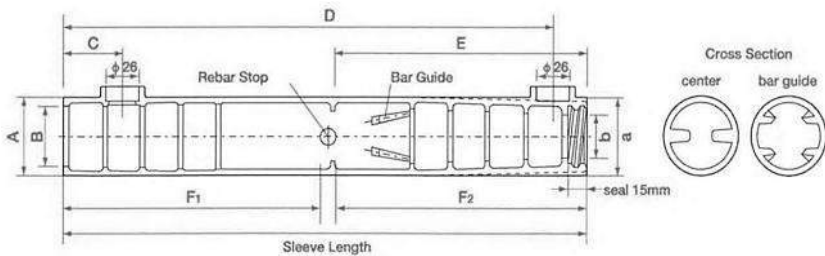
Sistem sambungan antara kolom ke kolom pada perencanaan ini menggunakan *splice sleeve* dan dipasang pada bagian atas sambungan balok kolom dan lalu pada akhirnya nanti akan digrouting untuk mendapatkan sifat sambungan yg lebih monolit.. Pada perencanaan ini digunakan model NMB *Splice Sleeve* UX (SA) seperti pada gambar 8.7 dengan ketentuan dan spesifikasi tercantum pada tabel 8.1

**Tabel 8.1** Dimensi NMB *Splice Sleeve* UX (SA)

DIMENSIONS OF NMB UX (SA) SLEEVES											REQUIRED REBAR EMBEDMENT LENGTH			
Sleeve No.	Bar Diameter (in.)	Bar Size		Sleeve Length (mm)	Sleeve Diameter (mm)			Inlet Position (C) (mm)	Outlet Position (D) (mm)	Rebar Stap (E) (mm)	Wide End (F1) (mm)		Narrow End (F2) (mm)	
		ASTM	JIS		O.D. (A.a)	I.D.					Min.	Max.	Min.	Max.
						Wide End (B)	Narrow End (b)							
5UX(SA)	0.625	#5	D16	245	45	32	22	47	218	115	90	120	105	115
6UX(SA)	0.750	#6	D19	295	49	36	25	47	256	135	110	140	125	135
7UX(SA)	0.875	#7	D22	325	53	40	29	47	298	155	130	160	145	155
8UX(SA)	1.000	#8	D25	370	58	44	31	47	343	175	150	185	165	175
9UX(SA)	1.125	#9	D29	415	63	48	35	47	388	200	175	205	190	200
10UX(SA)	1.270	#10	D32	455	66	51	38	47	428	220	195	225	210	220
11UX(SA)	1.410	#11	D36	495	71	55	44	47	468	240	215	245	230	240
14UX(SA)	1.693	#14	D43	620	82	62	51	47	593	300	275	310	290	300

\*9UX (SA) SD590 sleeve has the same dimensions as those of 9UX (SA) sleeve.





**Gambar 8.7** NMB Splice Sleeve UX (SA)

$$M_{pr} = 3204 \text{ kNm}$$

$$l_u = 4 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{(3204 + 3204)}{4} = 1602 \text{ kN}$$

$$2V_e = 2 \times 1602 \text{ kN} = 3204 \text{ kN}$$

Nilai  $V_n = 3779,12 \text{ kN}$  (telah dihitung pada bab sebelumnya)

$$V_n = 3779,12 \text{ kN} > 2V_e = 3204 \text{ kN} \quad \dots\text{OK}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 3779,12 = 2834,34 \text{ kN} > V_e = 1602 \text{ kN} \quad \dots\text{OK}$$

**Kontrol Kuat Sambungan**

Tulangan Utama D25 ( $A_s = 490,87 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Mutu} = 1,25 f_y = 1,25 \times 400 = 500 \text{ Mpa}$$

$$1,4 \cdot Se = 1,4 \times 500 \times 490,87 = 343611,70 \text{ N} = 343,61 \text{ kN}$$

NMB Splice Sleeve  $\phi 58$  ( $A_s = 2642,08 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Mutu} = 85000 \text{ psi} = 582,05 \text{ Mpa}$$

$$\phi S_n = 0,65 \times 582,05 \times 2642,08 = 999577,64 \text{ N}$$

$$= 999,58 \text{ kN} > 1,4 \cdot Se = 343,61 \text{ kN} \quad \dots\text{OK}$$

#### 8.4.4 Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan.

#### 8.4.4.1 Perencanaan Konsol pada Balok Induk

$V_u = 134768,17 \text{ N}$  (dari analisis struktur sekunder)

Dimensi Balok Anak = 35/50

Dimensi konsol :

$b_w = 350 \text{ mm}$

$h = 400 \text{ mm}$

$d = 400 - 15 - (0,5 \times 22) = 374 \text{ mm}$

$f_c' = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$a_v = 100 \text{ mm}$

$a/d = 100 / 374 = 0,267 < 1 \quad \dots \text{OK}$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a/d = 100 / 374 = 0,267 < 1 \dots \text{OK}$

- $N_{uc} \leq V_u$

$N_{uc} = 0,2 \times 134768,17 = 26953,63 \text{ N} \leq 134768,17 \text{ N} \dots \text{OK}$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{134768,17}{0,75} = 179690,89 \text{ N}$$

##### a. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f_c' \times b_w \times d = 0,2 \times 30 \times 350 \times 374$$

$$= 785400 \text{ N} > V_n \dots \text{OK}$$

$$11 b_w d = 11 \times 350 \times 374$$

$$= 1439900 \text{ N} > V_n \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{f_y \times \mu} \\
 &= \frac{179690,89}{400 \times 1,4} \\
 &= 320,88 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

#### b. Luas tulangan lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a_v + N_{uc} (h-d) \\
 &= (134768,17 \times 100) + (26953,63 \times (400-374)) \\
 &= 14177611 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d x^2} = \frac{14177611}{0,8 \times 350 \times 374^2} = 0,34$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,34}{400}} \right) = 0,0009
 \end{aligned}$$

$\rho = 0,0009 < \rho_{\min} = 0,0035$  , maka dipakai  $\rho = 0,0035$   
(Menentukan)

$$A_{f2} = \rho \times b \times d$$

$$A_{f2} = 0,0035 \times 350 \times 374$$

$$A_{f2} = 458,15 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai  $A_f = 458,15 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{26953,63}{0,75 \times 400} = 89,85 \text{ mm}^2$$

**c. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 458,15 + 89,95 = 548 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 320,88}{3} \right) + 89,95 = 303,76 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{30}{400} \right) 350 \times 374 = 392,7 \text{ mm}^2$$

$A_s = 548 \text{ mm}^2$  menentukan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_n = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (548 - 89,95) = 229,08 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 3D13 ( $A_s = 398,20 \text{ mm}^2$ )

Dipasang sepanjang  $(2/3)d = 249,33 = 250 \text{ mm}$  (vertikal)

dipasang 3D13 dengan spasi  $250/3 = 83,33 \text{ mm}$

**d. Luas pelat landasan**

$$V_u = \emptyset \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{134768,17}{0,85 \times 30 \times 0,75} = 7046,70 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $100 \times 200 \text{ mm}^2 = 20000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ).

**8.4.4.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk – Balok Anak**

Sistem sambungan antara balok dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

**a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka :

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \right) \times 22 = 385,6 \text{ mm} = 390 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} l_{dc} &= (0,043 \cdot f_y) d_b \\ &= 0,043 \times 400 \times 22 = 378,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{dc} = 390 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

**b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3 \quad ; \quad \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,7\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{1,7 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 22$$

$$= 1228,62 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 1228,62 \text{ mm} \approx 1300 \text{ mm}$

**c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik**

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24\psi_{efy}}{\lambda\sqrt{f'_c}} db$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\psi_e = 1 ; \lambda = 1$$

Didapat :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} \times 22 = 385,60 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 385,60 \text{ mm} \geq 176 \text{ mm} \quad \dots \text{OK}$$

Maka dipakai  $l_{dh} = 385,60 \approx 390 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12 db = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$

**8.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok**

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus di atas balok (menghubungkan stud – stud pelat). Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud-studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.

**Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Type HS**

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat type HS sebagai berikut :

$$d_b = 12 \text{ mm}$$

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\psi_t = 1,3 ; \psi_e = 1$$

$$\begin{aligned}
 l_d &= \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b \\
 &= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{30}} \right) \times 12 \\
 &= 542,51 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$l_d > 300 \text{ mm}$  ..... OK

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 542,51 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm}$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



## **BAB IX**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **9.1 Umum**

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (Tie beam).

#### **9.2 Data Tanah**

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum adalah data tanah hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

#### **9.3 Kriteria Design**

##### **9.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang**

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm<sup>2</sup>*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan :

- *Diameter outside (D)* : 600 mm
- *Thickness* : 100 mm
- *Kelas* : A1
- *Bending momen crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,50 tm
- *Allowable axial* : 252,70 ton

**Tabel 9.1** Brosur Tiang Pancang WIKA Beton

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack *	Ultimate (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	133.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

## 9.4 Daya Dukung

### 9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_r$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok. Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *SPT* menurut Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_p$  = *Resistance ultime* di dasar pondasi

$Q_s$  = *Resistance ultime* akibat lekatan lateral

$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$

Dimana :

$A_p$  = Luas penampang ujung tiang

$N_p$  = Harga rata-rata *SPT* 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi.

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m<sup>2</sup> = 117,7 kPa, (untuk lempung)

20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa, (untuk lanau berlempung)

25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa, (untuk lanau berpasir)

40 t/m<sup>2</sup> = 392 kPa, (untuk pasir)

$Q_p$  = Tegangan di ujung tiang

$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

Dimana :

$q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m<sup>2</sup>

$N_s$  = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam,  
dengan batasan ;  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi  $N'$  berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5 (N-15)$$

Dimana:

$N$  = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah  
muka air tanah

#### 9.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$Q_{L \text{ (group)}} = Q_{L \text{ (1 tiang)}} \times n \times \eta$$

dengan  $n$  = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\}$$

Dimana :

$D$  = diameter tiang pancang

$S$  = jarak antar tiang pancang

$m$  = jumlah baris tiang pancang dalam group

#### 9.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal ( $V$ ), horizontal ( $H$ ), dan momen ( $M$ ), maka besarnya beban vertical ekuivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

$P_i$  = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

$y_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

$x_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

## 9.5 Perhitungan Tiang Pancang Interior

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000, diambil output reaksi perletakan yang terbesar sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan typikal.

Dari analisa struktur SAP 2000 pada kaki kolom, didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$P$  = 1413,96 t

$M_{ux}$  = 123,22 tm

$M_{uy}$  = 134,54 tm

$H_x$  = 22,36 t

$H_y$  = 20,29 t

### 9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari Lab Mektan ITS digunakan contoh untuk kedalaman 34 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.2).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan *Luciano Decourt* :

$$Q_N = Q_p + Q_s$$

Dimana:

$$Q_p = (N_p \times K) \times A_p \\ = (44,43 \times 25) \times 0,28 = 314,08 \text{ t}$$

$$Q_s = (N_s/3 + 1) \times A_s \\ = (12,05/3 + 1) \times 64,09 = 321,47 \text{ t}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s \\ = 314,08 + 321,47 = 635,55 \text{ t}$$

$$Q_U = \frac{Q_L}{S_f} = \frac{635,55}{3} = 211,85 \text{ t}$$

Dari hasil  $Q_u$  yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{1,05 \times P_n}{Q_u} = \frac{1,05 \times 1413,96}{211,85} = 7,01 \approx 12 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.2 berikut ini :

**Tabel 9.2** Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth	N	N"	N <sub>p</sub>	K	A <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub> (t)	N <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	Q <sub>s</sub> (t)	Q <sub>L</sub> (t)	Q <sub>ad</sub> (t)	Jenis Tanah
1	0	7.50	0.00	20	0.28	0.00	0.00	1.88	1.88	1.88	0.63	Lempung berlanau berpasir
2	0	7.50	0.00	20	0.28	0.00	0.00	3.77	3.77	3.77	1.26	
3	1	8.00	1.00	20	0.28	5.65	0.00	5.65	5.65	11.31	3.77	
4	1	8.00	1.00	20	0.28	5.65	0.00	7.54	7.54	13.19	4.40	
5	2	8.50	1.67	25	0.28	11.78	0.00	9.42	9.42	21.21	7.07	Lanau Berpasir
6	2	8.50	1.67	25	0.28	11.78	0.00	11.31	11.31	23.09	7.70	
7	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	13.19	13.19	29.69	9.90	
8	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	15.08	15.08	31.57	10.52	
9	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	16.96	16.96	33.46	11.15	Lanau Berlempung Berpasir
10	3	9.00	2.67	25	0.28	18.85	3.00	18.85	37.70	56.55	18.85	
11	3	9.00	2.67	25	0.28	18.85	3.00	20.73	41.47	60.32	20.11	
12	3	9.00	3.00	25	0.28	21.21	3.00	22.62	45.24	66.44	22.15	
13	3	9.00	3.67	25	0.28	25.92	3.00	24.50	49.01	74.93	24.98	
14	3	9.00	4.00	25	0.28	28.27	3.00	26.39	52.78	81.05	27.02	
15	4	9.50	4.00	25	0.28	28.27	3.17	28.27	58.12	86.39	28.80	

16	5	10.00	4.33	20	0.28	24.50	3.43	30.16	64.63	89.13	29.71	Lempung berlanau
17	6	10.50	4.67	12	0.28	15.83	3.75	32.04	72.10	87.93	29.31	
18	5	10.00	5.00	12	0.28	16.96	3.89	33.93	77.91	94.88	31.63	
19	5	10.00	5.67	12	0.28	19.23	4.00	35.81	83.57	102.79	34.26	
20	5	10.00	6.67	40	0.28	75.40	4.09	37.70	89.11	164.51	54.84	Pasir Berlanau
21	6	10.50	7.00	40	0.28	79.17	4.25	39.58	95.66	174.83	58.28	
22	7	11.00	8.00	40	0.28	90.48	4.46	41.47	103.14	193.62	64.54	
23	9	12.00	9.00	40	0.28	101.79	4.79	43.35	112.51	214.30	71.43	
24	10	12.50	10.00	40	0.28	113.10	5.13	45.24	122.65	235.75	78.58	
25	12	13.50	11.67	40	0.28	131.95	5.56	47.12	134.50	266.45	88.82	
26	13	14.00	12.83	40	0.28	145.14	6.00	49.01	147.03	292.17	97.39	
27	14	14.50	13.67	12	0.28	46.37	6.44	50.89	160.22	206.59	68.86	Lempung Berlanau
28	16	15.50	16.17	12	0.28	54.85	6.95	52.78	175.00	229.86	76.62	
29	16.5	15.75	17.83	12	0.28	60.51	7.43	54.66	189.96	250.46	83.49	
30	17	16.00	23.13	12	0.28	78.49	7.88	56.55	205.10	283.59	94.53	
31	20.5	17.75	29.77	12	0.28	101.00	8.45	58.43	223.11	324.11	108.04	Lempung Berlanau Berpasir Berkerikil
32	24	19.50	33.50	25	0.28	236.80	9.13	60.32	243.90	480.69	160.23	
33	38.4	26.70	39.63	25	0.28	280.15	10.35	62.20	276.81	556.96	185.65	
34	52.8	33.90	44.43	25	0.28	314.08	12.05	64.09	321.47	635.55	211.85	

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 tiang pondasi berdiameter 60 cm pada kedalaman 33 m adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 211,85 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

$$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton}$$

$$\text{Menentukan} : P_{\text{ijin}} = 211,85 \text{ ton}$$

### 9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang (S) = 150 cm

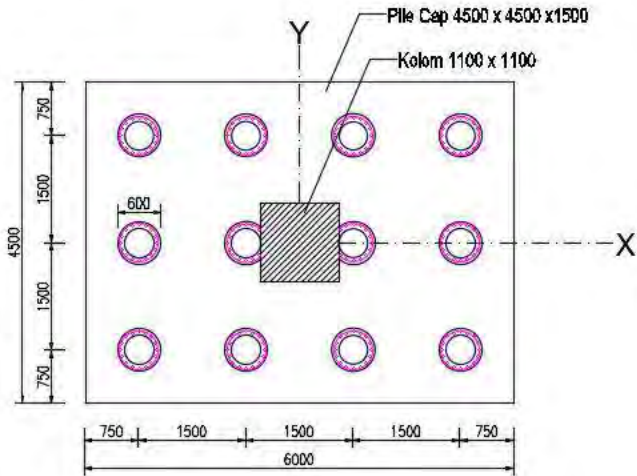
- Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi ( $S_1$ ) = 75 cm



**Gambar 9.1** Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi ( $\eta$ ), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

$D$  = diameter tiang pancang = 600 mm

$S$  = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

$m$  = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3



$n$  = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 4

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctan \left( \frac{600}{1500} \right) \left( \frac{(3-1) \times 4 + (4-1) \times 3}{90 \times 3 \times 4} \right) \right\} = 0,657$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ grup}} &= \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n \\ &= 0,657 \times 211,85 \times 12 \\ &= 1669,79 \text{ t} > P_u = 1413,96 \text{ t} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned} W_{n \text{ cap}} &= 6 \times 4,5 \times 1,2 \times 2,4 = \underline{77,76 \text{ ton}} + \\ \text{Berat total} &= 1491,72 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{L \text{ (groups)}} = 1669,79 \text{ ton} > P = 1491,72 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

### 9.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{\max}$ )

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin(1tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 1413960 \text{ kg} \\ \text{b. Berat poer} &= 4,5 \times 4,5 \times 1,5 \times 2400 = \underline{77760 \text{ kg}} + \\ \text{Berat total } (\Sigma V) &= 1491720 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 123,22 + (20,29 \times 1,2) \\ &= 147,57 \text{ tm} \\ M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 134,54 + (22,36 \times 1,2) \\ &= 161,37 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$P_{\max} = \frac{1491720}{12} + \frac{(147568 \times 1,5)}{(8 \times 1,5^2)} + \frac{(161372 \times 1,5)}{(6 \times 2,25^2) + (6 \times 0,75^2)}$$

$$= 143,78 \text{ t} \leq 211,85 \text{ t} \quad (\text{OK})$$

#### 9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 150 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,70 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini :

##### a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,70 Ton.

$$P_{\max} < P_{ijin} = 252,70 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

##### b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$L_e$  = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Dipakai  $L_e = 1,8 \text{ m}$

$$M_y = L_e \times H_y$$

$$= 1,8 \text{ m} \times 20,29 \text{ t} = 36,52 \text{ tm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{36,52}{12} = 3,04 \text{ tm}$$

$$\begin{array}{ll} M_y < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 3,04 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \dots\dots \text{OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} M_x &= L_e \times H_x \\ &= 1,8 \times 22,36 \text{ t} \\ &= 40,52 \text{ tm} \end{array}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{40,52}{12} = 3,35 \text{ tm}$$

$$\begin{array}{ll} M_x < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 3,35 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \dots\dots \text{OK} \end{array}$$

### 9.5.5 Perencanaan Poer Kolom Interior

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

#### Data-data perencanaan :

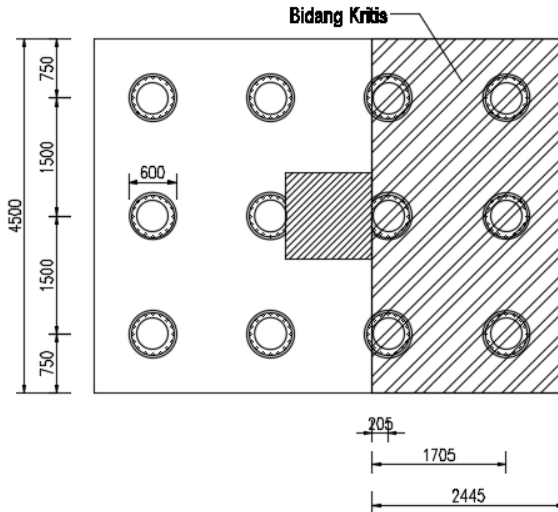
- Dimensi poer (  $B \times L$  )  $= 6 \times 4,5 \text{ m}$
- Tebal poer (  $t$  )  $= 1,2 \text{ m}$
- Diameter tulangan utama  $= 29 \text{ mm}$
- Diameter sengkang  $= 12 \text{ mm}$
- Dimensi kolom  $= 1100 \times 1100 \text{ mm}$
- Tebal selimut beton  $= 40 \text{ mm}$
- Tinggi efektif balok poer
  - Arah x (  $d_x$  )  $= 1500 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1445,5 \text{ mm}$
  - Arah y (  $d_y$  )  $= 1500 - 40 - 29 - \frac{1}{2} \times 29 = 1416,5 \text{ mm}$

#### a. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang

menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

### Penulangan Lentur



**Gambar 9.2** Bidang Kritis pada Poer

$$P_{max} = 143,78 \text{ t}$$

$$q = 4,5 \times 2,445 \times 1,2 = 13,20 \text{ ton/m}$$

$$a_1 = 0,205 \text{ m} ; a_2 = 1,705 \text{ m}$$

$$b = 2,445 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= 3(P_u \times a_1) + 3(P_u \times a_2) - (q \times b/2) \\ &= 3 \times (143,78 \times 0,205) + 3 \times (143,78 \times 1,705) - \\ &\quad (13,2 \times 1,70/2) \\ &= 1129,1 \text{ tm} = 1129062431 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1200 - 40 - \frac{1}{2} 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 1116,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 4500 \times d x^2} = \frac{1129062431}{0,8 \times 4500 \times 1145,5^2} = 0,24$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

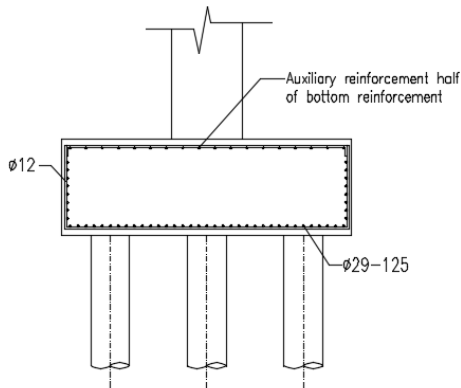
$$= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,24}{400}} \right) = 0,00060$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$   
maka dipakai  $\rho = 0,0035$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 4500 \times 1145,5 \\ &= 18041,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D29 – 125 (As pakai = 18495 mm<sup>2</sup>)



**Gambar 9.3** Penulangan pada Poer

### b. Kontrol Geser Pons Kolom Interior

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

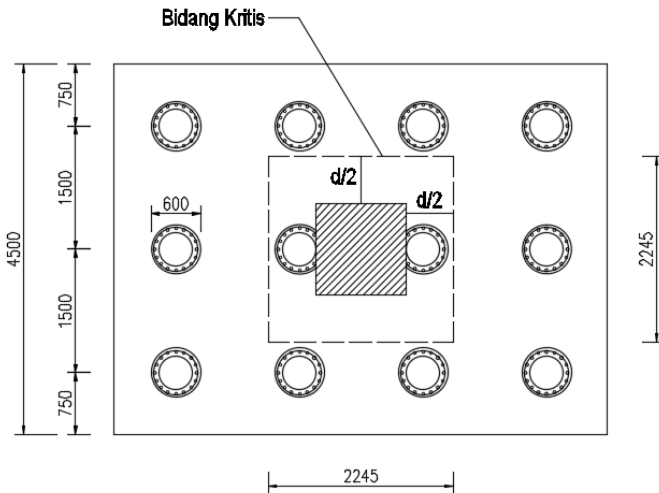
SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c



**Gambar 9.4** Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior

Dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{1100}{1100} = 1$$

$b_0$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_0 = 4 (2245) = 8980 \text{ mm}$$

$$= 8980 \text{ mm}$$

$$d = \text{tinggi efektif} = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 40$ , untuk kolom interior

$$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton}$$

Pada penampang kritis tersebut terdapat 2 buah tiang, maka :

$$P_u = 1413,96 - (2 \times 252,70) = 908,56 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 8980 \times 1145,5 = 28734406,65 \text{ N}$$

$$= 2873,44 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1145,5}{8980}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 8980 \times 1145,5 = 23861014,14 \text{ N}$$

$$= 2386,10 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 8980 \times 1145,5 = 18592851,36 \text{ N}$$

$$= 1859,29 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil  $\rightarrow V_c = 1859,29 \text{ t}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1859,29 \text{ t}$$

$$= 1394,46 \text{ ton} > P_u = 908,56 \text{ ton} \quad \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

## 9.6 Perhitungan Tiang Pancang Eksterior

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000, diambil output reaksi perletakan yang terbesar sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan tipikal.

Dari analisa struktur SAP 2000 pada kaki kolom, didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P &= 918,25 \text{ t} \\ M_{ux} &= 112,84 \text{ tm} \\ M_{uy} &= 127,1 \text{ tm} \\ H_x &= 16,7 \text{ t} \\ H_y &= 20,59 \text{ t} \end{aligned}$$

### 9.6.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal Eksterior

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari Lab Mektan ITS digunakan contoh untuk kedalaman 34 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.2).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan *Luciano Decourt* :

$$Q_N = Q_p + Q_s$$

Dimana:

$$\begin{aligned} Q_p &= (N_p \times K) \times A_p \\ &= (44,43 \times 25) \times 0,28 = 314,08 \text{ t} \\ Q_s &= (N_s/3 + 1) \times A_s \\ &= (12,05/3 + 1) \times 64,09 = 321,47 \text{ t} \\ Q_L &= Q_p + Q_s \\ &= 314,08 + 321,47 = 635,55 \text{ t} \\ Q_U &= \frac{Q_L}{S_f} = \frac{635,55}{3} = 211,85 \text{ t} \end{aligned}$$

Dari hasil  $Q_u$  yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah :

$$n = \frac{1,05 \times P_n}{Q_u} = \frac{1,05 \times 918,25}{211,85} = 4,55 \approx 9 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.3 berikut ini :



**Tabel 9.3** Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth	N	N"	Np	K	Ap	Qp (t)	Ns	As	Qs (t)	Ql (t)	Qad (t)	Jenis Tanah
1	0	7.50	0.00	20	0.28	0.00	0.00	1.88	1.88	1.88	0.63	Lempung berlanau berpasir
2	0	7.50	0.00	20	0.28	0.00	0.00	3.77	3.77	3.77	1.26	
3	1	8.00	1.00	20	0.28	5.65	0.00	5.65	5.65	11.31	3.77	
4	1	8.00	1.00	20	0.28	5.65	0.00	7.54	7.54	13.19	4.40	
5	2	8.50	1.67	25	0.28	11.78	0.00	9.42	9.42	21.21	7.07	Lanau Berpasir
6	2	8.50	1.67	25	0.28	11.78	0.00	11.31	11.31	23.09	7.70	
7	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	13.19	13.19	29.69	9.90	
8	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	15.08	15.08	31.57	10.52	
9	2	8.50	2.33	25	0.28	16.49	0.00	16.96	16.96	33.46	11.15	Lanau Berlempung Berpasir
10	3	9.00	2.67	25	0.28	18.85	3.00	18.85	37.70	56.55	18.85	
11	3	9.00	2.67	25	0.28	18.85	3.00	20.73	41.47	60.32	20.11	
12	3	9.00	3.00	25	0.28	21.21	3.00	22.62	45.24	66.44	22.15	
13	3	9.00	3.67	25	0.28	25.92	3.00	24.50	49.01	74.93	24.98	
14	3	9.00	4.00	25	0.28	28.27	3.00	26.39	52.78	81.05	27.02	
15	4	9.50	4.00	25	0.28	28.27	3.17	28.27	58.12	86.39	28.80	
16	5	10.00	4.33	20	0.28	24.50	3.43	30.16	64.63	89.13	29.71	Lempung berlanau
17	6	10.50	4.67	12	0.28	15.83	3.75	32.04	72.10	87.93	29.31	
18	5	10.00	5.00	12	0.28	16.96	3.89	33.93	77.91	94.88	31.63	
19	5	10.00	5.67	12	0.28	19.23	4.00	35.81	83.57	102.79	34.26	
20	5	10.00	6.67	40	0.28	75.40	4.09	37.70	89.11	164.51	54.84	Pasir Berlanau
21	6	10.50	7.00	40	0.28	79.17	4.25	39.58	95.66	174.83	58.28	
22	7	11.00	8.00	40	0.28	90.48	4.46	41.47	103.14	193.62	64.54	
23	9	12.00	9.00	40	0.28	101.79	4.79	43.35	112.51	214.30	71.43	
24	10	12.50	10.00	40	0.28	113.10	5.13	45.24	122.65	235.75	78.58	
25	12	13.50	11.67	40	0.28	131.95	5.56	47.12	134.50	266.45	88.82	
26	13	14.00	12.83	40	0.28	145.14	6.00	49.01	147.03	292.17	97.39	
27	14	14.50	13.67	12	0.28	46.37	6.44	50.89	160.22	206.59	68.86	Lempung Berlanau
28	16	15.50	16.17	12	0.28	54.85	6.95	52.78	175.00	229.86	76.62	
29	16.5	15.75	17.83	12	0.28	60.51	7.43	54.66	189.96	250.46	83.49	
30	17	16.00	23.13	12	0.28	78.49	7.88	56.55	205.10	283.59	94.53	
31	20.5	17.75	29.77	12	0.28	101.00	8.45	58.43	223.11	324.11	108.04	Lempung Berlanau Berpasir Berkerikil
32	24	19.50	33.50	25	0.28	236.80	9.13	60.32	243.90	480.69	160.23	
33	38.4	26.70	39.63	25	0.28	280.15	10.35	62.20	276.81	556.96	185.65	
34	52.8	33.90	44.43	25	0.28	314.08	12.05	64.09	321.47	635.55	211.85	

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 tiang pondasi berdiameter 60 cm pada kedalaman 34 m adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 211,85 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

$$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton}$$

$$\text{Menentukan} : P_{\text{ijin}} = 211,85 \text{ ton}$$

### 9.6.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Eksterior

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang ( $S$ ) = 150 cm

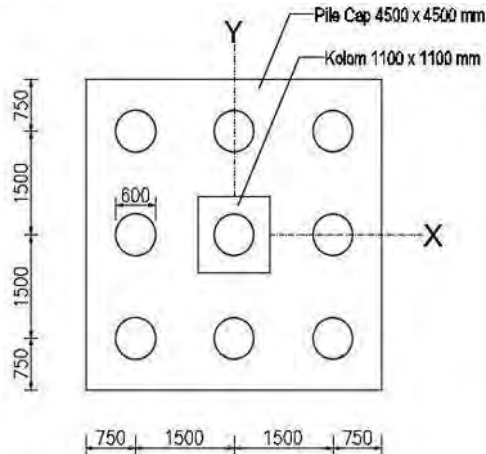
- Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi ( $S_1$ ) = 75 cm



**Gambar 9.5** Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi ( $\eta$ ), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arc} \operatorname{tg} \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 3

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arc} \operatorname{tg} \left( \frac{600}{1500} \right) \left( \frac{(3-1) \times 3 + (3-1) \times 3}{90 \times 3 \times 3} \right) \right\} = 0,677$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ grup}} &= \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n \\ &= 0,677 \times 211,85 \times 9 \\ &= 1290,83 \text{ t} > P_u = 918,25 \text{ t} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$W_{n \text{ cap}} = 4,5 \times 4,5 \times 1,2 \times 2,4 = \frac{58,32}{1} \text{ ton} +$$

$$\text{Berat total} = 976,57 \text{ ton}$$

$$Q_L (\text{groups}) = 1290,83 \text{ ton} > P = 976,57 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

### 9.6.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{\max}$ )

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin(1tiang)}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned}
 \text{a. Reaksi kolom} &= 918250 \text{ kg} \\
 \text{b. Berat poer} &= 4,5 \times 4,5 \times 1,2 \times 2400 = 58320 \text{ kg} + \\
 &\quad \text{Berat total } (\Sigma V) = 976570 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 112,84 + (20,59 \times 1,2) \\
 &= 137,55 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 127,1 + (16,7 \times 1,5) \\
 &= 147,14 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{976570}{9} + \frac{(137548 \times 1,5)}{(6 \times 1,5^2)} + \frac{(147140 \times 1,5)}{(6 \times 1,5^2)} \\
 &= 140,14 \text{ t} \leq 211,85 \text{ t} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

#### 9.6.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 150 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,70 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini :

##### a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,70 Ton.

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}} = 252,70 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

### b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$L_e$  = panjang penjepitan

$$= 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Dipakai  $L_e = 1,8 \text{ m}$

$M_y = L_e \times H_y$

$$= 1,8 \text{ m} \times 20,59 \text{ t} = 37,06 \text{ tm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{37,06}{9} = 4,12 \text{ tm}$$

$M_y < M_{\text{bending crack}}$  (dari Spesifikasi WIKA BETON)

4,12 tm < 17 tm .....**OK**

$M_x = L_e \times H_x$

$$= 1,8 \times 16,7 \text{ t}$$

$$= 30,06 \text{ tm}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{30,06}{9} = 3,34 \text{ tm}$$

$M_x < M_{\text{bending crack}}$  (dari Spesifikasi WIKA BETON)

3,34 tm < 17 tm .....**OK**

### 9.6.5 Perencanaan Poer Kolom Eksterior

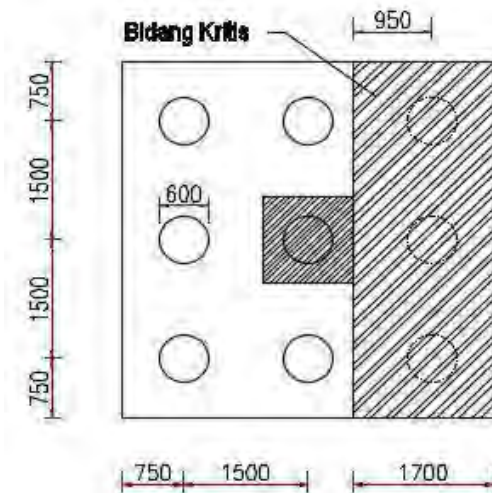
Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

**Data-data perencanaan :**

- Dimensi poer (  $B \times L$  )  $= 4,5 \times 4,5$  m
- Tebal poer (  $t$  )  $= 1,2$  m
- Diameter tulangan utama  $= 29$  mm
- Diameter sengkang  $= 12$  mm
- Dimensi kolom  $= 1100 \times 1100$  mm
- Tebal selimut beton  $= 40$  mm
- Tinggi efektif balok poer  
 Arah x (  $d_x$  )  $= 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5$  mm  
 Arah y (  $d_y$  )  $= 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2} \times 29 = 1116,5$  mm

**a. Penulangan Poer**

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

**Penulangan Lentur****Gambar 9.6** Bidang Kritis pada Poer

$$P_{\max} = 140,14 \text{ t}$$

$$q = 4,5 \times 2,4 \times 1,2 = 12,96 \text{ ton/m}$$

$$a = 0,95 \text{ m} ; b = 1,70 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = 2(P_u \times a) - (q \times b/2)$$

$$= 2 \times (140,14 \times 0,95) - (12,96 \times 1,70/2)$$

$$= 255,2 \text{ tm} = 255249577,8 \text{ Nmm}$$

$$(d_x) = 1200 - 40 - \frac{1}{2} 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$$(d_x) = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2} 29 = 1116,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 3000 \times d_x^2} = \frac{255249577,8}{0,8 \times 4500 \times 1145,5^2} = 0,054$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,054}{400}} \right) = 0,00014 \end{aligned}$$

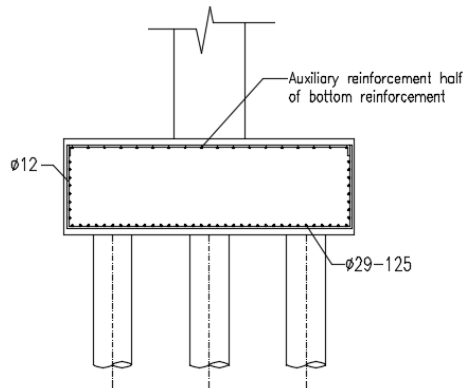
$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$$

maka dipakai  $\rho = 0,0035$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0035 \times 4500 \times 1145,5 \\ &= 18042 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D29 – 125 (As pakai = 18495 mm<sup>2</sup>)



**Gambar 9.7** Penulangan pada Poer

#### b. Kontrol Geser Pons Kolom Eksterior

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

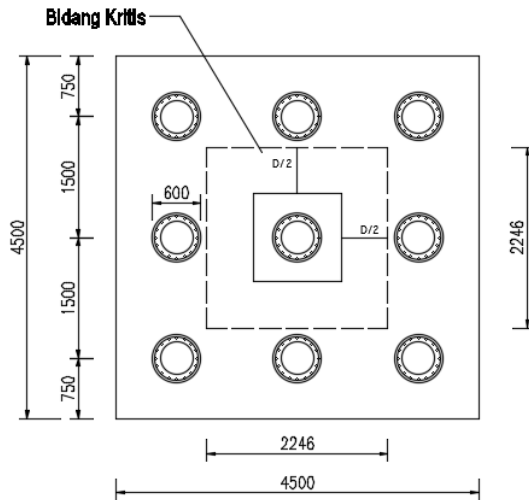
$$V_c = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

$$V_c = 0,33 \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c





**Gambar 9.8** Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Eksterior

Dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{1100}{1100} = 1$$

$b_0$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_0 = 4 (2246) = 8984 \text{ mm}$$

$$d = \text{tinggi efektif} = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 40$ , untuk kolom interior

$$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton}$$

Pada penampang kritis tersebut terdapat 1 buah tiang, maka :

$$P_u = 918,25 - 252,70 = 665,55 \text{ ton}$$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 8984 \times 1145,5 = 28747205,94 \text{ N}$$

$$= 2874,72 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1145,5}{8984}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 8984 \times 1145,5 = 23861014,14 \text{ N}$$

$$= 2386,10 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 8984 \times 1145,5 = 18601133,26 \text{ N}$$

$$= 1860,11 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil  $\rightarrow V_c = 1860,11 \text{ t}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1860,11 \text{ t}$$

$$= 1395,08 \text{ ton} > P_u = 665,55 \text{ ton} \quad \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

## 9.7 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

### 9.7.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	: 1413,96 ton
Panjang Sloof L	: 4,5 m
Mutu Beton f'c	: 30 Mpa
Mutu Baja	: 400 Mpa
Decking	: 40 mm
$\phi$ Tulangan Utama	: 22 mm

$\phi$  Sengkang : 13 mm  
 Dimensi Sloof : 400 mm x 600 mm  
 Tinggi Efektif :  $600 - 40 - 13 - (1/2 \cdot 22) = 536$  mm

### 9.7.2 Penulangan Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah :

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial nu} &= 10\% \times 1413,96 \text{ ton} \\ &= 141,40 \text{ ton}\end{aligned}$$

Berat yang diterima sloof :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,4 \times 0,6 \times 2,4 &&= 0,58 \text{ t/m} \\ \text{Berat dinding} &= 4,5 \times 2,4 &&= 10,8 \text{ t/m} + \\ &&&= 11,38 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \times 11,38 \\ &= 13,65 \text{ t/m} = 136512 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

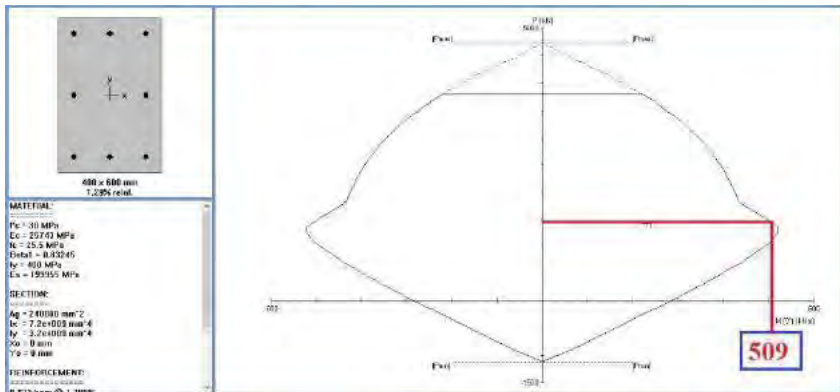
$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1/12 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 136512 \cdot 4,5^2 \\ &= 230364 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Lalu menggunakan program SpColumn dengan memasukkan beban :

$$P = 1413,96 \text{ kN}$$

$$M = 230,36 \text{ kNm}$$

Sehingga di dapat diagram interaksi seperti pada gambar di bawah ini :



**Gambar 9.9** Diagram Interaksi Balok Sloof 40/60

Dari diagram interaksi untuk :

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

dipasang tulangan 8D22 ( $A_s = 3096 \text{ mm}^2$ )

### 9.7.3 Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance  $M_{pr}$  sebesar  
 $= 509 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{pr} + M_{pr}}{h_n} \\ &= \frac{509 + 509}{4} = 254,5 \text{ kN} = 254500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times \left[ 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 536 \times \left[ 1 + \frac{143,48}{14 \times 400 \times 600} \right] \\ &= 195727,88 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 195727,88 \text{ N} = 146795,91 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 1/3 \times 400 \times 536$$

$$= 71466,67 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_{s \min}) = 0,75 \times (195727,88 + 71466,67)$$

$$= 200395,91 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi(1/3)\sqrt{f_c} \times b \times w \times d$$

$$= 146795,91 + 0,75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 400 \times 536$$

$$= 440375,20 \text{ N}$$

Karena :

$$(\phi V_c + \phi V_{s \min}) < V_u$$

$$200395,91 \text{ N} < 254500 \text{ N}$$

Maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser  $\phi 13 \text{ mm}$

$$A_v = 2A_s = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

Kuat geser sengkang

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{254,5}{0,75} - 195,73 = 143,61 \text{ kN}$$

Tulangan geser minimum

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 400 \times 536}{143605,57} = 396,33 \text{ mm}$$

Kontrol jarak sengkang

$$S \leq \frac{1}{2} \times d$$

$$S \leq \frac{1}{2} \times 536 = 268 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang  $\phi 13$ -200

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB X**

### **METODE PELAKSANAAN**

#### **10.1 Umum**

Dalam setiap pekerjaan konstruksi, metode pelaksanaan merupakan item penting yang tidak bisa dipisahkan. Apalagi menyangkut struktur beton pracetak. Untuk merencanakan beton pracetak, terlebih dahulu harus diketahui apakah struktur tersebut bisa dilaksanakan. Tahap pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item – item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material – material beton pracetak. Proses pekerjaan yang dilakukan di proyek ini adalah ;

- Proses pencetakan secara pabrikasi di Industri pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
  - a. Perlunya standart khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
  - b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
  - c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

##### **10.1.1 Pengangkatan dan Penempatan Crane**

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal-hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen

pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- Jenis crane JIANGLU QTZ315 (JL7034A)
- Jarak jangkau maksimum 70 m dengan beban maksimum 16 ton
- Tower crane yang digunakan 2 buah

### 10.1.2 Pekerjaan Elemen Kolom

Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan pile cap dan sloof, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian pile cap. Tulangan kolom bersamaan dengan tulangan konsol yang telah disiapkan dicor sampai batas yang sudah ditentukan. Dalam hal ini sampai ketinggian permukaan bawah balok induk yang menumpang pada kolom.



**Gambar 10.1** Pemasangan Bracing pada Kolom





**Gambar 10.2** Grouting pada Sambungan Kolom dan Dasar Kolom

### 10.1.3 Pemasangan Elemen Balok Induk

Pemasangan balok pracetak setelah pemasangan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane dan scaffolding untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.

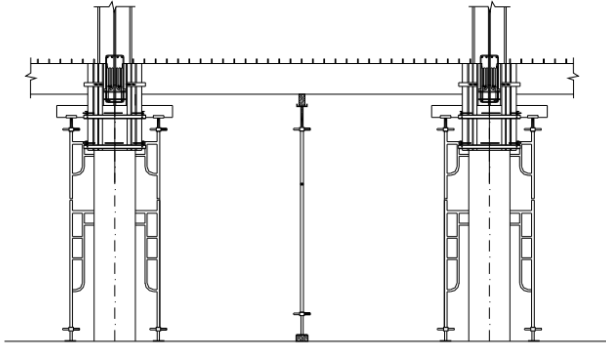


**Gambar 10.3** Pemasangan Balok Induk Pracetak

### 10.1.4 Pemasangan Elemen Balok Anak

Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari beton pracetak dengan balok. Untuk mencegah terjadinya

kerusakan pada balok induk maupun balok anak, maka dipasang tiga buah perancah dengan posisi satu di tengah dan dua di tepi.



**Gambar 10.4** Pemasangan Balok Anak Pracetak

#### 10.1.5 Pemasangan Elemen Pelat

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.



**Gambar 10.5** Pemasangan Pelat Pracetak

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran (overtopping) pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian

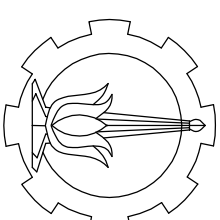
atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi 6 cm.



**Gambar 10.6** Pemberian Topping

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI I - 15 (ATAP)

SKALA

1 : 300

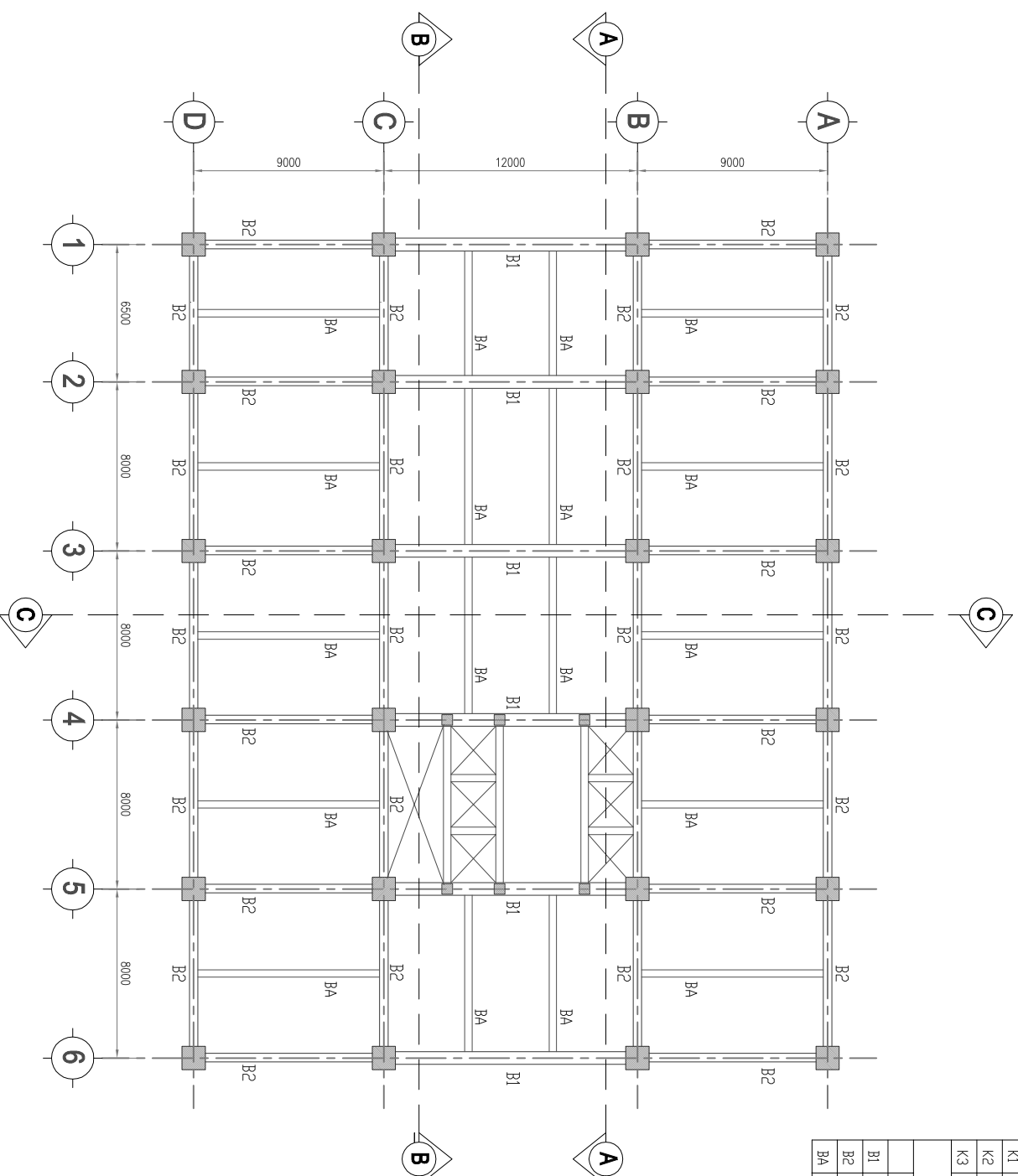
NOMOR GAMBAR

01

4.0

CATATAN

KOLOM	
DIMENSI	KETERANGAN
K1	1100 X 1100 LT. 1 s/d LT. 5
K2	1000 X 1000 LT. 6 s/d LT. 10
K3	900 X 900 LT. 11 s/d LT. ATAP
BALOK	
DIMENSI	KETERANGAN
B1	600 X 900 L = 12 m
B2	400 X 600 L = 9 ; 8 ; 6,5 m
BA	350 X 500 L = 9 ; 8 m



## DENAH LANTAI 1 - 15

Skala 1 : 300

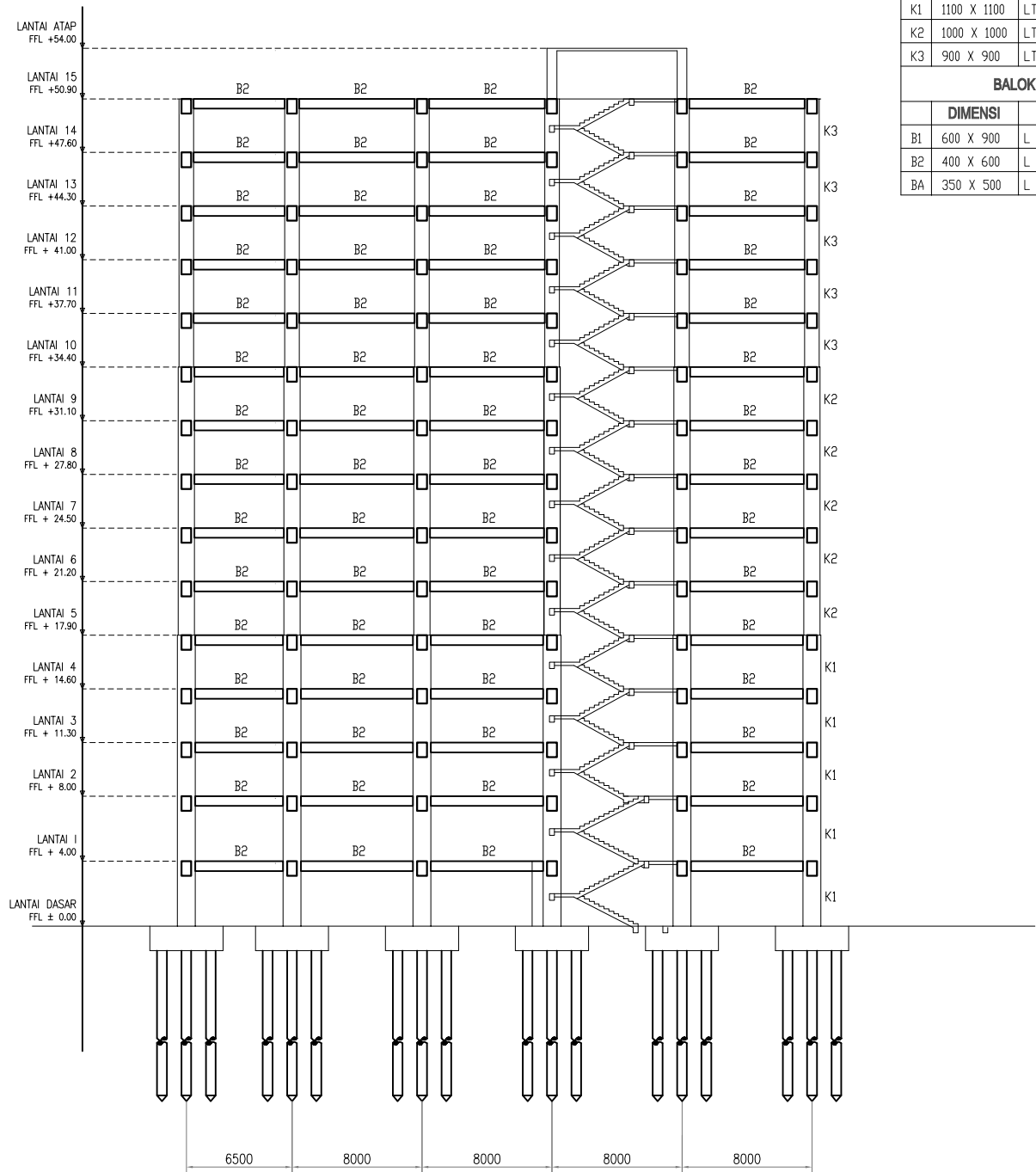
KOLOM		
	DIMENSI	KETERANGAN
K1	1100 X 1100	LT. 1 s/d LT. 5
K2	1000 X 1000	LT. 6 s/d LT. 10
K3	900 X 900	LT. 11 s/d LT. ATAP

BALOK		
	DIMENSI	KETERANGAN
B1	600 X 900	L = 12 m
B2	400 X 600	L = 9 ; 8 ; 6,5 m
BA	350 X 500	L = 9 ; 8 m

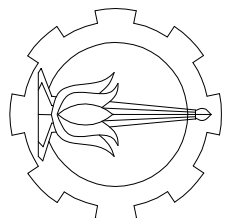
POTONGAN A-A

	
<p align="center"><b>PROGRAM LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS</b></p>	
<p align="center"><b>JUDUL TUGAS AKHIR</b></p>	
<p align="center">PERENCANAAN ULANG GEDUNG SWISS BELHOTEL DARMO CENTRUM SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN BETON PRACETAK</p>	
<p align="center"><b>DOSEN PEMBIMBING</b></p>	
<p align="center">PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA. CANDRA IRAWAN, ST., MT.</p>	
<p align="center"><b>MAHASISWA</b></p>	
<p align="center">ANDREAS PARINGOTAN SILABAN 31 14. 105 028</p>	
<p align="center"><b>JUDUL GAMBAR</b></p>	
<p align="center">POTONGAN A - A</p>	
<p align="center"><b>SKALA</b></p>	
<p align="center">1 : 400</p>	
<p align="center"><b>NOMOR GAMBAR</b></p>	
02	40
<p align="center"><b>CATATAN</b></p>	



**POTONGAN B-B**

Skala 1: 400



**PROGRAM LINTAS JALUR**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FTSP-ITS**

**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG**  
**SWISS BELHOTEL DARMO**  
**CENTRUM SURABAYA DENGAN**  
**MENGUNAKAN**  
**BETON PRACETAK**

**DOSEN PEMBIMBING**

**PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.**  
**CANDRA IRAWAN, ST., MT.**

**MAHASISWA**

**ANDREAS PARINGOTAN SILABAN**  
**SI 14. 105 028**

**JUDUL GAMBAR**

**POTONGAN B - B**

**SKALA**

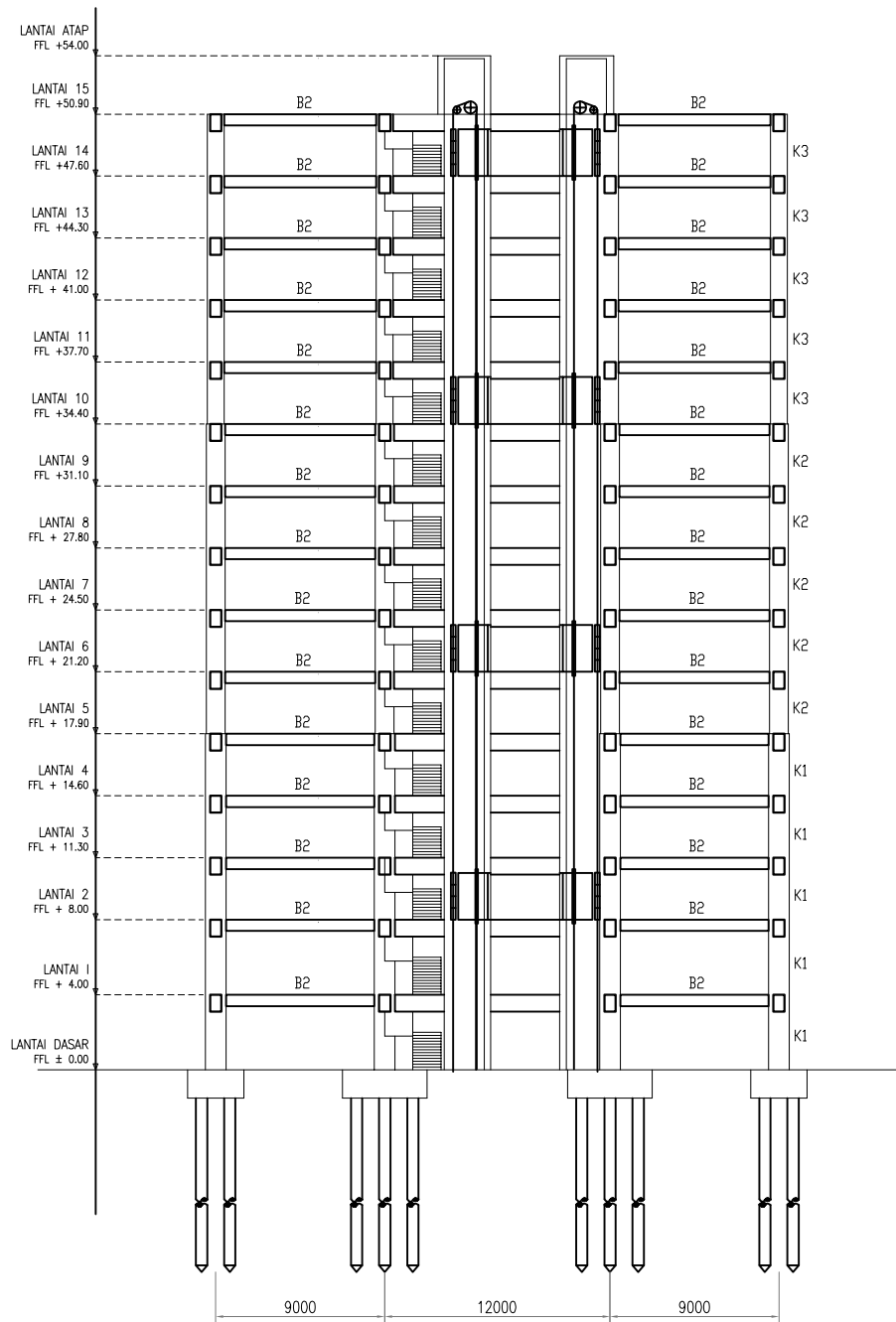
**1 : 400**

**NOMOR GAMBAR**

**03**

**40**

**CATATAN**

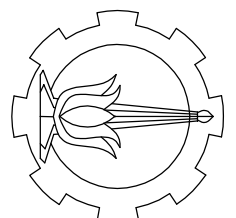


KOLOM		
	DIMENSI	KETERANGAN
K1	1100 X 1100	LT. 1 s/d LT. 5
K2	1000 X 1000	LT. 6 s/d LT. 10
K3	900 X 900	LT. 11 s/d LT. ATAP

BALOK		
	DIMENSI	KETERANGAN
B1	600 X 900	L = 12 m
B2	400 X 600	L = 9 ; 8 ; 6,5 m
BA	350 X 500	L = 9 ; 8 m

**POTONGAN C-C**  
Skala 1: 400



**PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS**

**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK**

**DOSEN PEMBIMBING**

**PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.**

**MAHASISWA**

**ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028**

**JUDUL GAMBAR**

**POTONGAN C - C**

**SKALA**

**1 : 4.00**

**NOMOR GAMBAR**

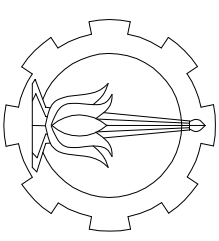
**04 4.0**

**CATATAN**









PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
31 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMODELAN PELAT  
LANTAI 1 - 15 (ATAP)

SKALA

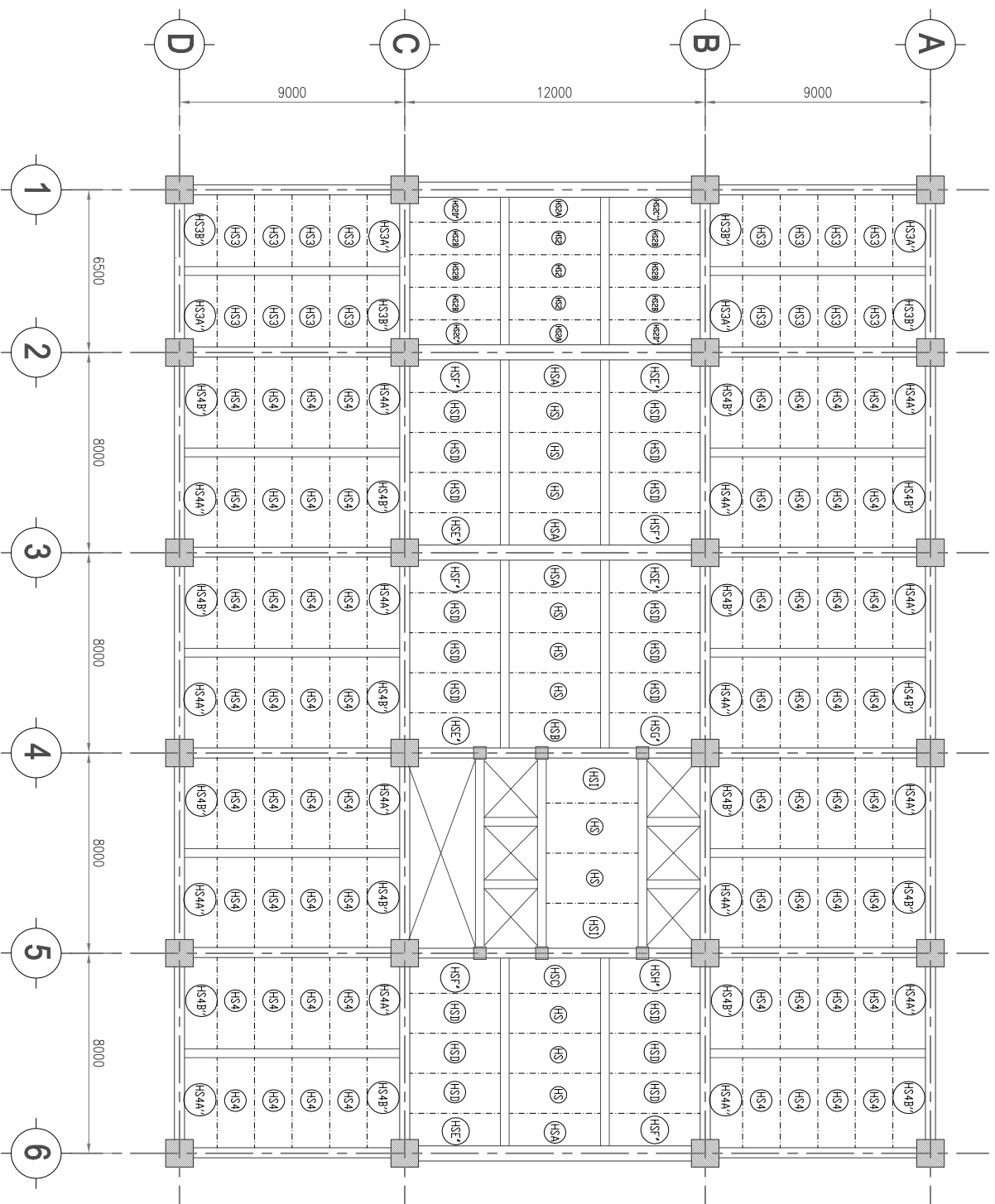
1 : 250

NOMOR GAMBAR

07

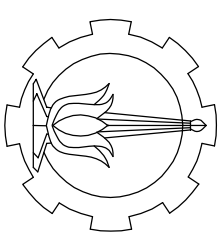
4.0

CATATAN



## DENAH PEMODELAN PELAT LANTAI 11 - 15(ATAP)

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT

SKALA

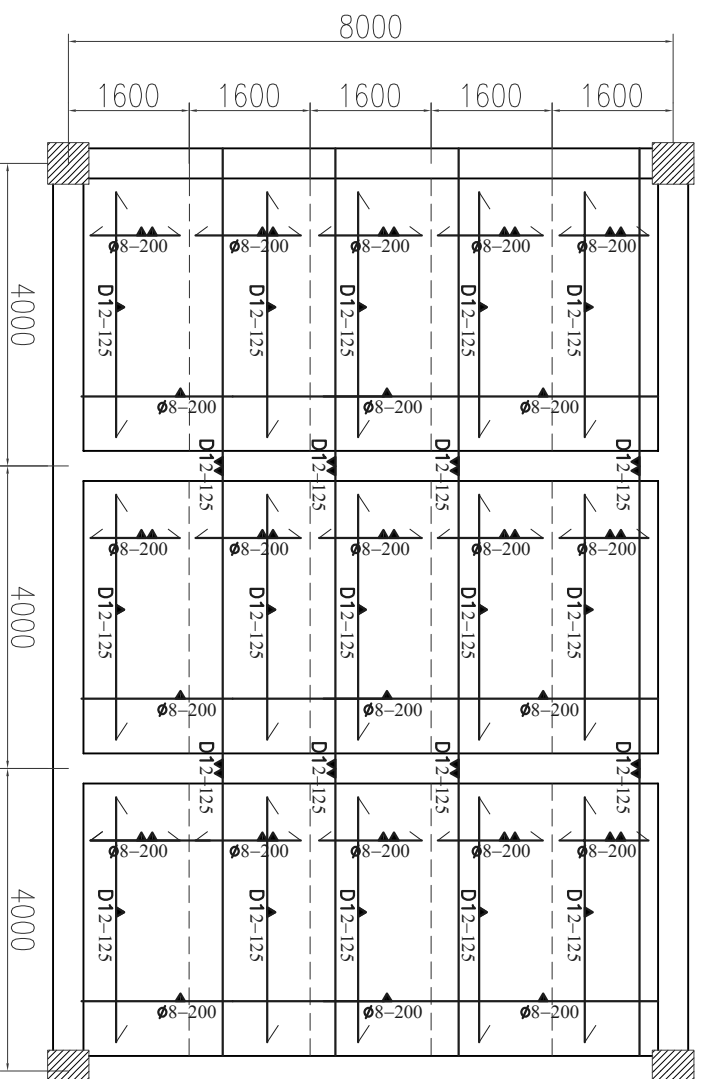
1 : 100

NOMOR GAMBAR

08

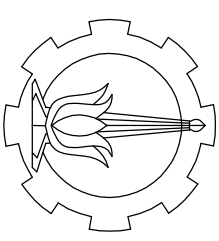
40

CATATAN



## SISTEM PENULANGAN PELAT

Skala 1 : 100



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT

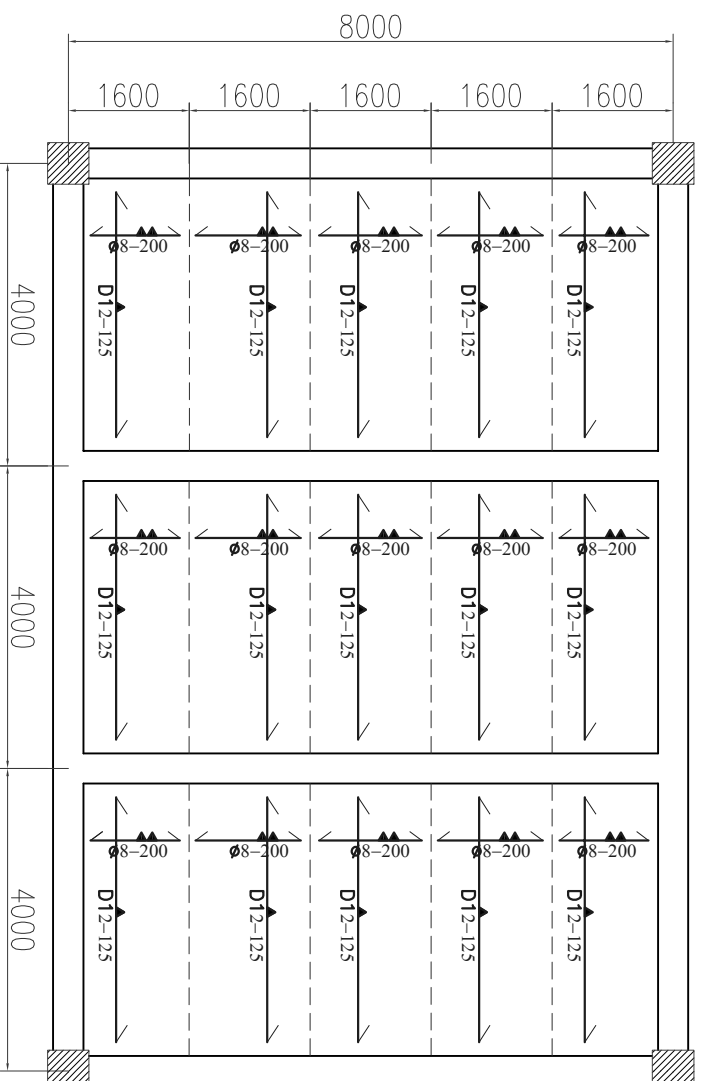
SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

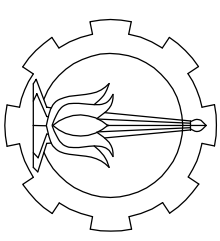
09 40

CATAATAN



# SISTEM PENULANGAN PELAT PRACETAK

Skala 1: 100



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

SISTEM PENULANGAN PELAT

SKALA

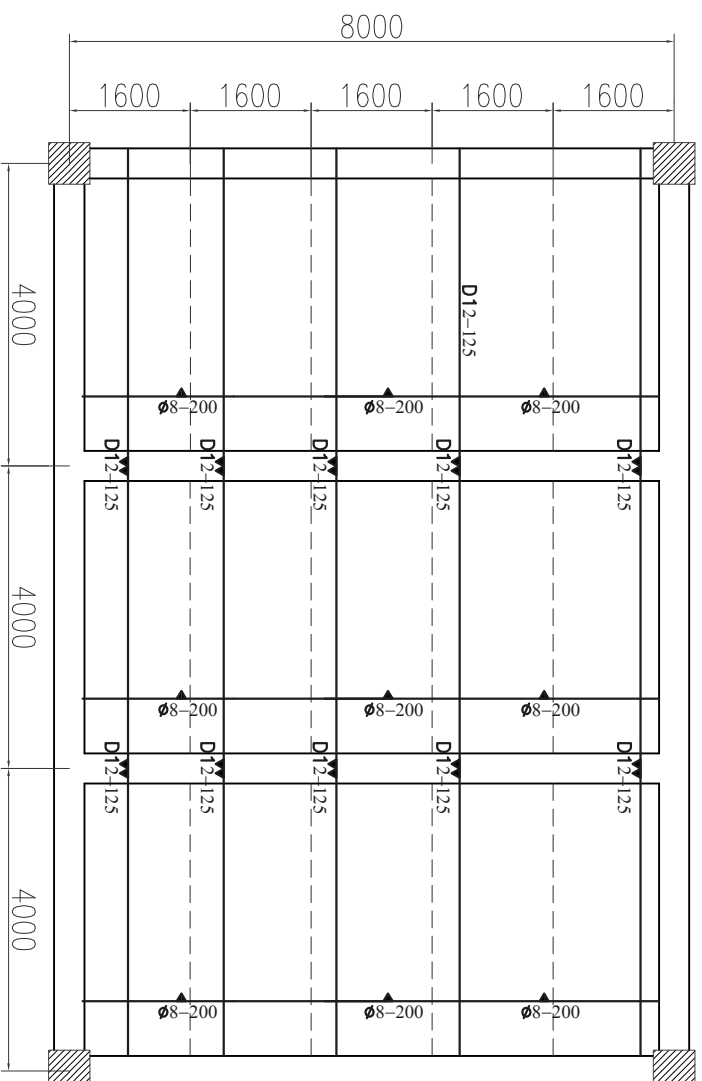
1 : 100

NOMOR GAMBAR

10

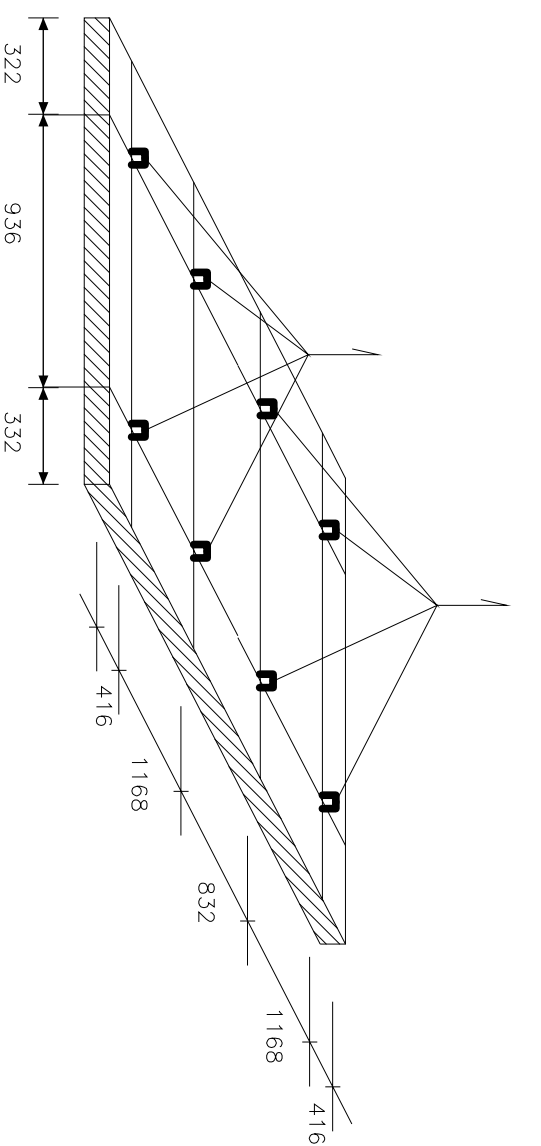
40

CATATAN



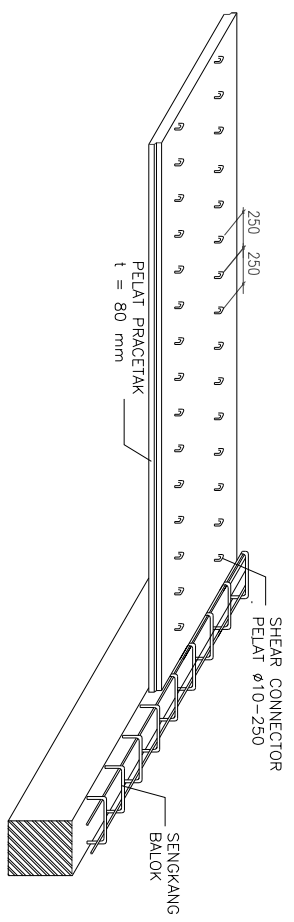
# SISTEM PENULANGAN PELAT OVERTOPPING

Skala 1 : 100



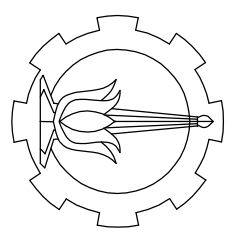
## TITIK PENGANGKATAN PELAT HS

Skala 1: 50



## SKETSA TULANGAN STUD PELAT HS

Skala 1: 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

TITIK PENGANGKATAN PELAT HS  
&  
SKETSA TULANGAN STUD

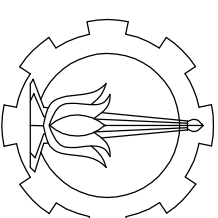
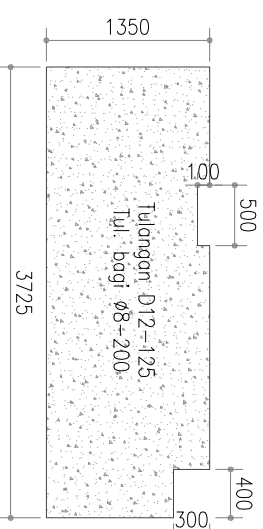
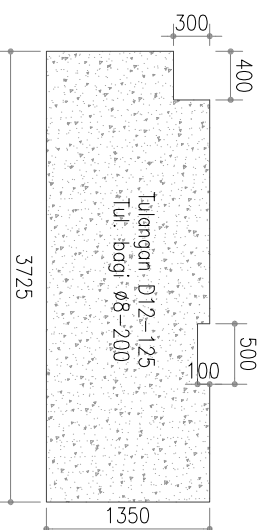
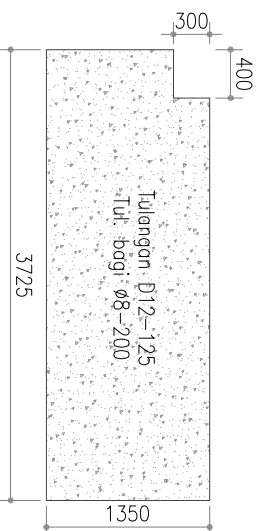
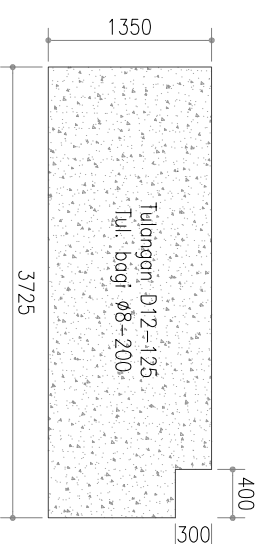
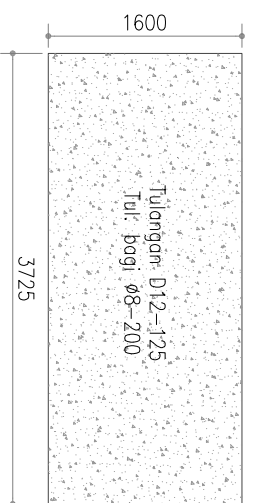
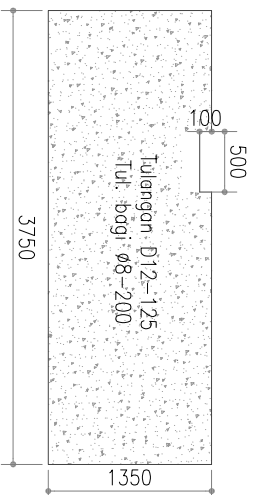
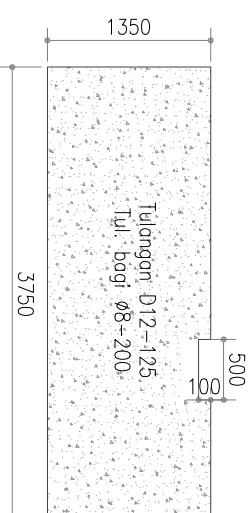
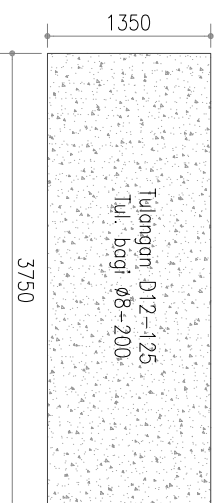
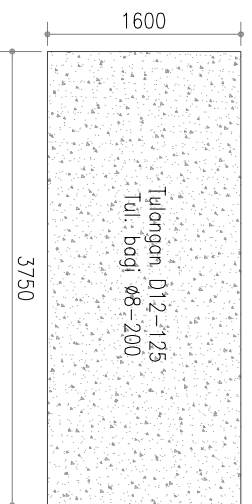
SKALA

1 : 50

NOMOR GAMBAR

II 4.0

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
31 14 105 028

JUDUL GAMBAR

TYPE PELAT

# SKALA

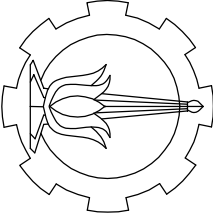
1:25

NOMOR GAMBAR

12

40

CATATAN

	
<p align="center"><b>PROGRAM LINTAS JALUR</b> <b>JURUSAN TEKNIK SIPIL</b> <b>FTSP-ITS</b></p>	
<p><b>JUDUL TUGAS AKHIR</b></p>	
<p><b>PERENCANAAN ULANG GEDUNG</b> <b>SWISS BELHOTEL DARMO</b> <b>CENTRUM SURABAYA DENGAN</b> <b>MENGUNAKAN</b> <b>BETON PRACETAK</b></p>	
<p><b>DOSEN PEMBIMBING</b></p>	
<p><b>PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.</b> <b>CANDRA IRAWAN, ST., MT.</b></p>	
<p><b>MAHASISWA</b></p>	
<p><b>ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN</b> <b>31 14 105 028</b></p>	
<p><b>JUDUL GAMBAR</b></p>	
<p><b>TYPE PELAT</b></p>	
<p><b>SKALA</b></p>	
<p><b>1 : 25</b></p>	
<p><b>NOMOR GAMBAR</b></p>	
<p><b>12</b></p>	<p><b>4.0</b></p>
<p><b>CATATAN</b></p>	





PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
31 14 105 028

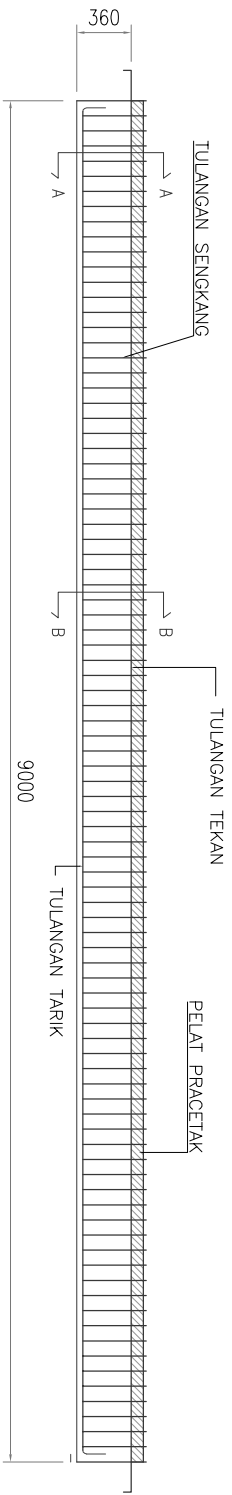
TYPE PELAT

1:25

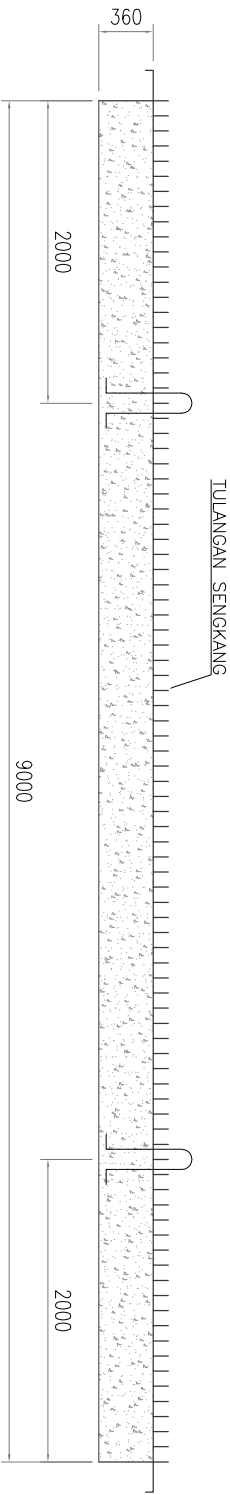
13

40

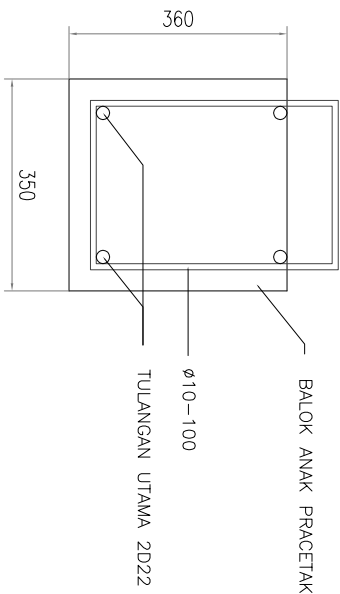
CATATAN



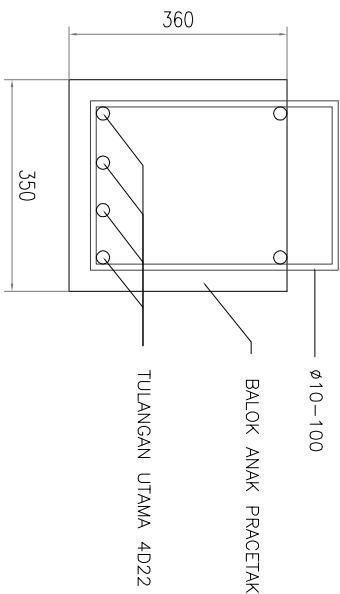
**BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT**  
Skala 1: 50



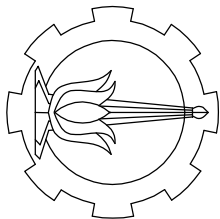
**PENGANGKATAN BALOK ANAK**  
Skala 1: 50



**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 12.5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 12.5



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
SI 14, 105 028

JUDUL GAMBAR

BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT

SKALA

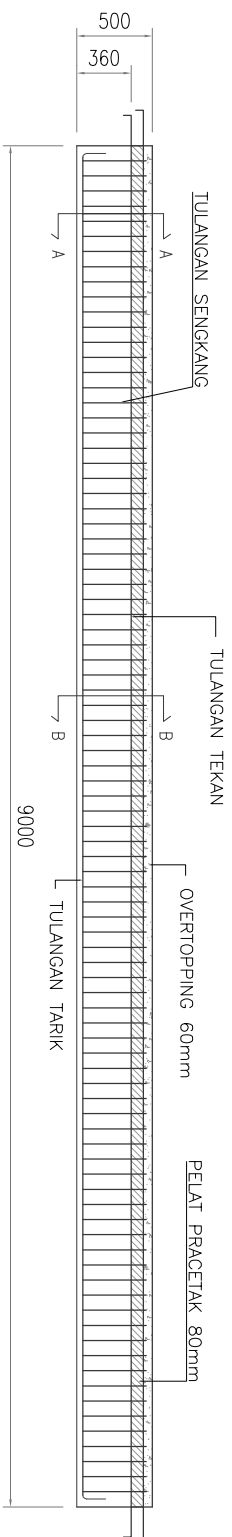
1 : 50 : 1 : 12.5

NOMOR GAMBAR

17

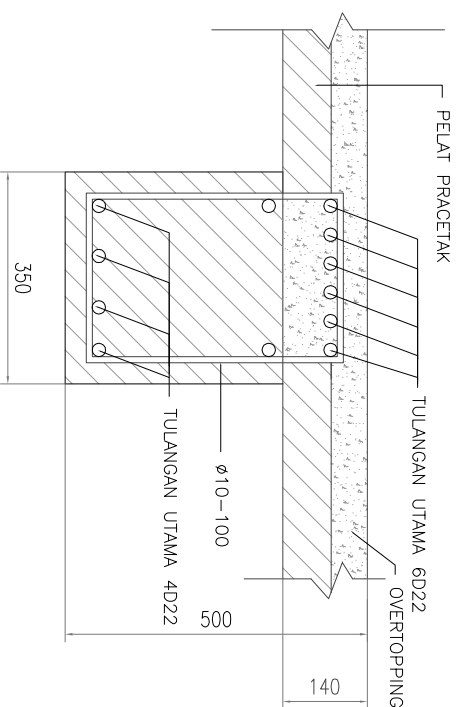
40

CATATAN



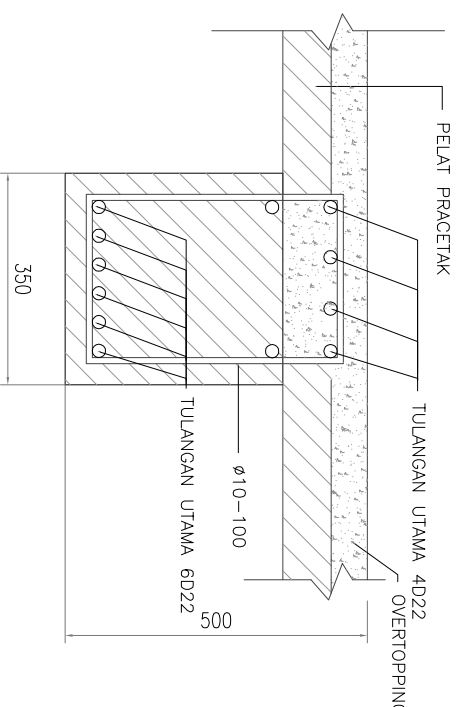
**DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT**

Skala 1 : 50



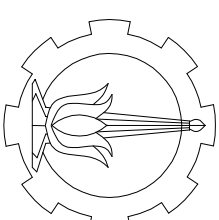
**POTONGAN A-A BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT**

Skala 1 : 12,5



**POTONGAN B-B BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT**

Skala 1 : 12,5



**PROGRAM LINTAS JALUR**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FTSP-ITS**

**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG**  
**SWISS BELHOTEL DARMO**  
**CENTRUM SURABAYA DENGAN**  
**MENGUNAKAN**  
**BETON PRACETAK**

**DOSEN PEMBIMBING**

**Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.**  
**CANDRA IRAWAN, ST., MT.**

**MAHASISWA**

**ANDREAS PARINGOTAN SILABAN**  
**SI 14. 105 028**

**JUDUL GAMBAR**

**BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT**

**SKALA**

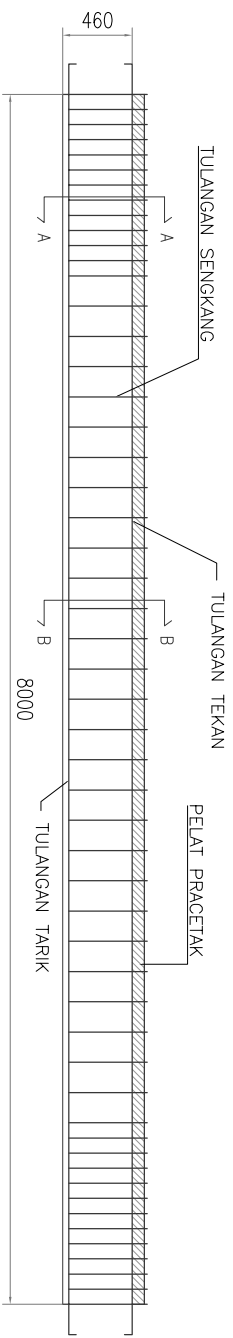
**1 : 50 ; 1 : 12,5**

**NOMOR GAMBAR**

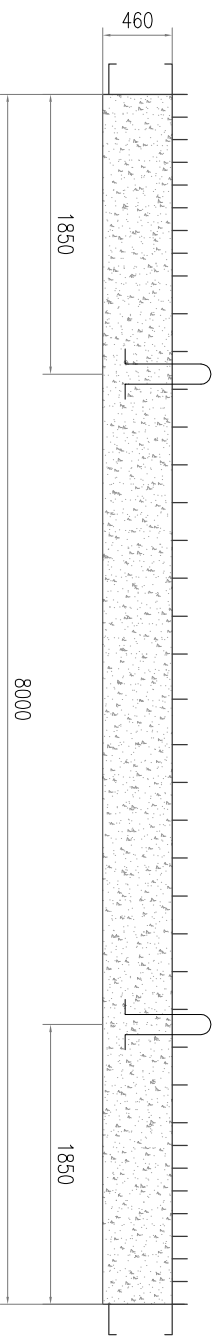
**18**

**4.0**

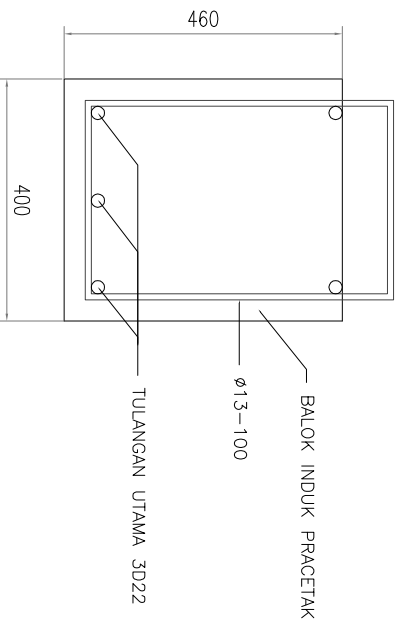
**CATATAN**



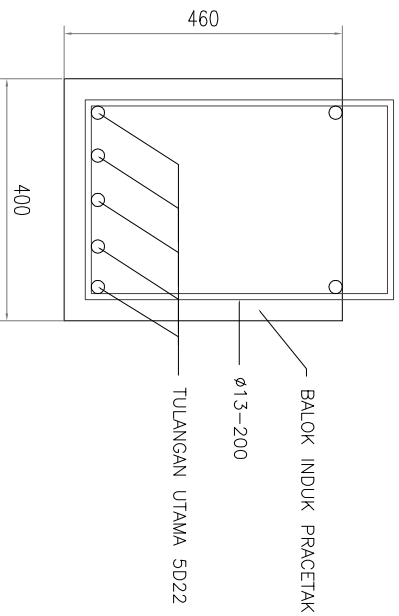
**BALOK INDUK B2 SEBELUM KOMPOSIT**  
Skala 1: 50



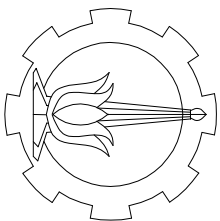
**PENGANGKATAN BALOK INDUK B2**  
Skala 1: 50



**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 12.5



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 12.5



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14, 105 028

JUDUL GAMBAR

BALOK INDUK B2 SEBELUM  
KOMPOSIT

SKALA

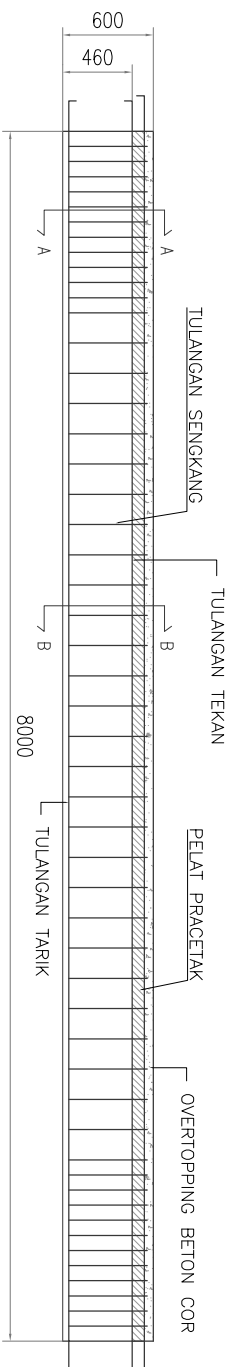
1 : 50 : 1 : 12.5

NOMOR GAMBAR

19

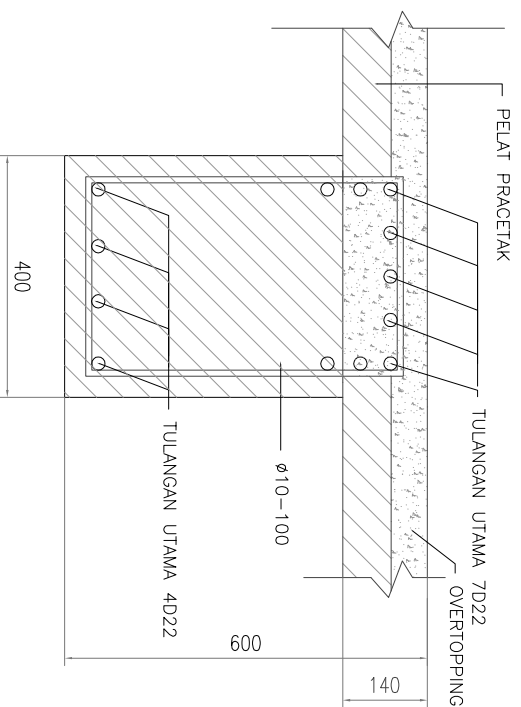
40

CATATAN



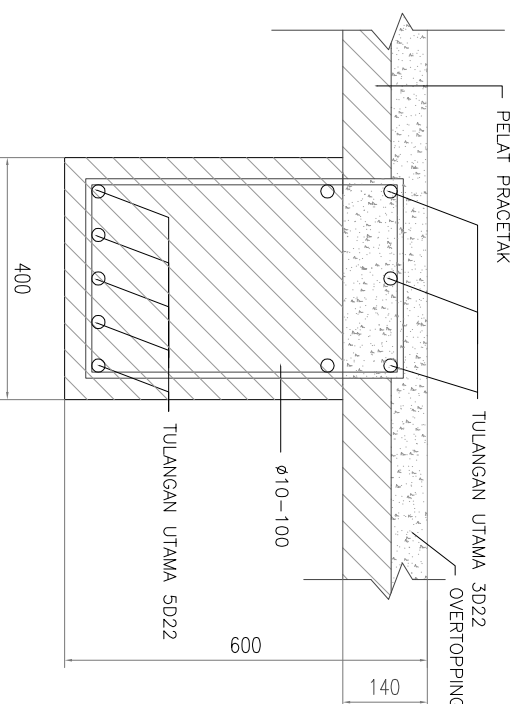
DETAIL BALOK INDUK B2 SETELAH KOMPOSIT

Skala 1: 50



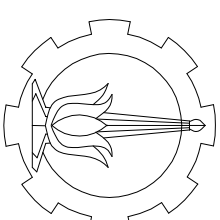
POTONGAN A-A

Skala 1: 12.5



POTONGAN B-B

Skala 1: 12.5



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14, 105 028

JUDUL GAMBAR

BALOK INDUK B2 SETELAH  
KOMPOSIT

SKALA

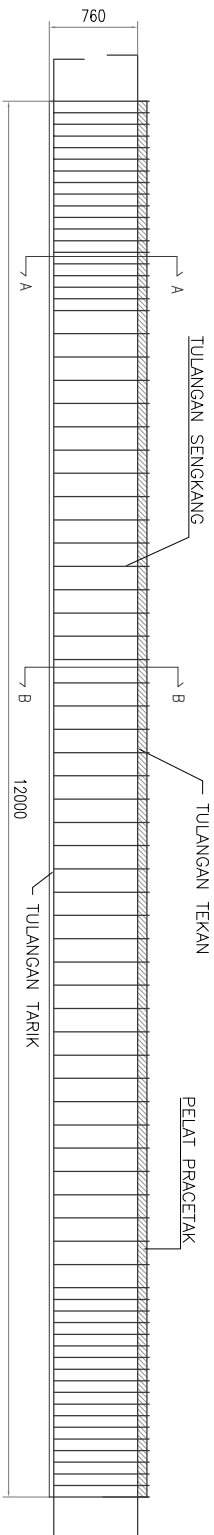
1 : 50 ; 1 : 12.5

NOMOR GAMBAR

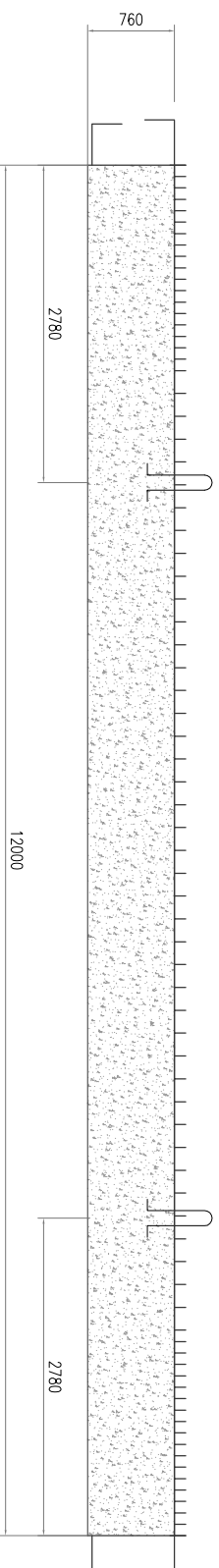
20

40

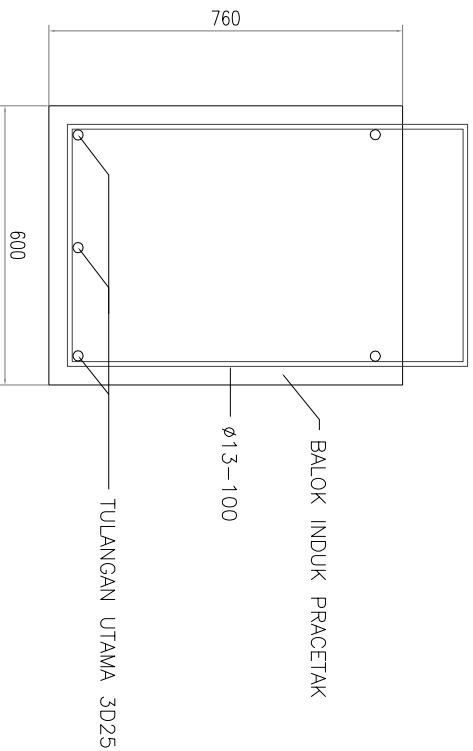
CATATAN



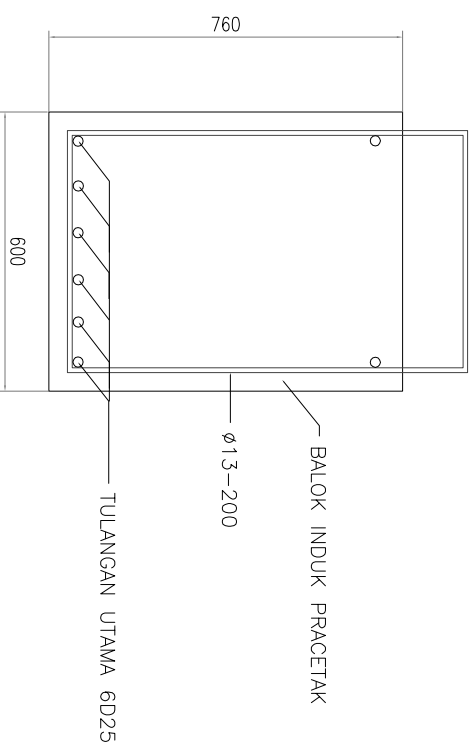
**BALOK INDUK B1 SEBELUM KOMPOSIT**  
Skala 1: 65



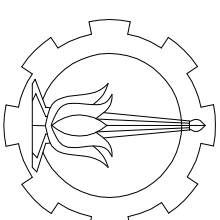
**PENGANGKATAN BALOK INDUK B1**  
Skala 1: 65



**POTONGAN A-A**  
Skala 1: 10



**POTONGAN B-B**  
Skala 1: 10



**PROGRAM LINTAS JALUR**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FTSP-ITS**

**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG**  
**SWISS BELHOTEL DARMO**  
**CENTRUM SURABAYA DENGAN**  
**MENGUNAKAN**  
**BETON PRACETAK**

**DOSEN PEMBIMBING**

**PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.**  
**CANDRA IRAWAN, ST., MT.**

**MAHASISWA**

**ANDREAS PARINGOTAN SILABAN**  
**SI 14. 105 028**

**JUDUL GAMBAR**

**BALOK INDUK B1 SEBELUM**  
**KOMPOSIT**

**SKALA**

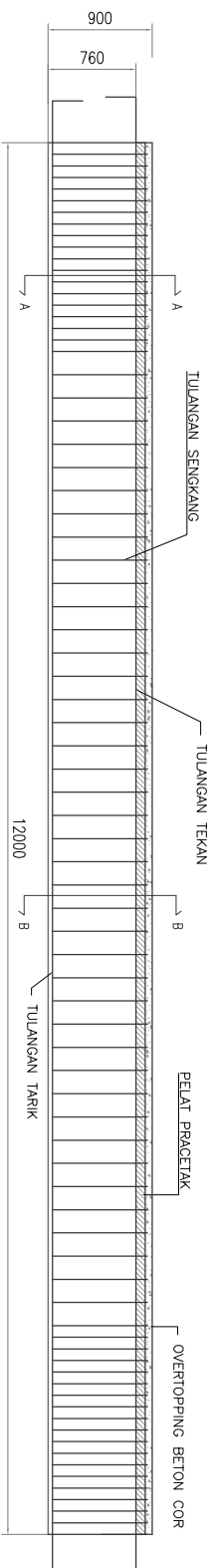
**1 : 65 : 1 : 10**

**NOMOR GAMBAR**

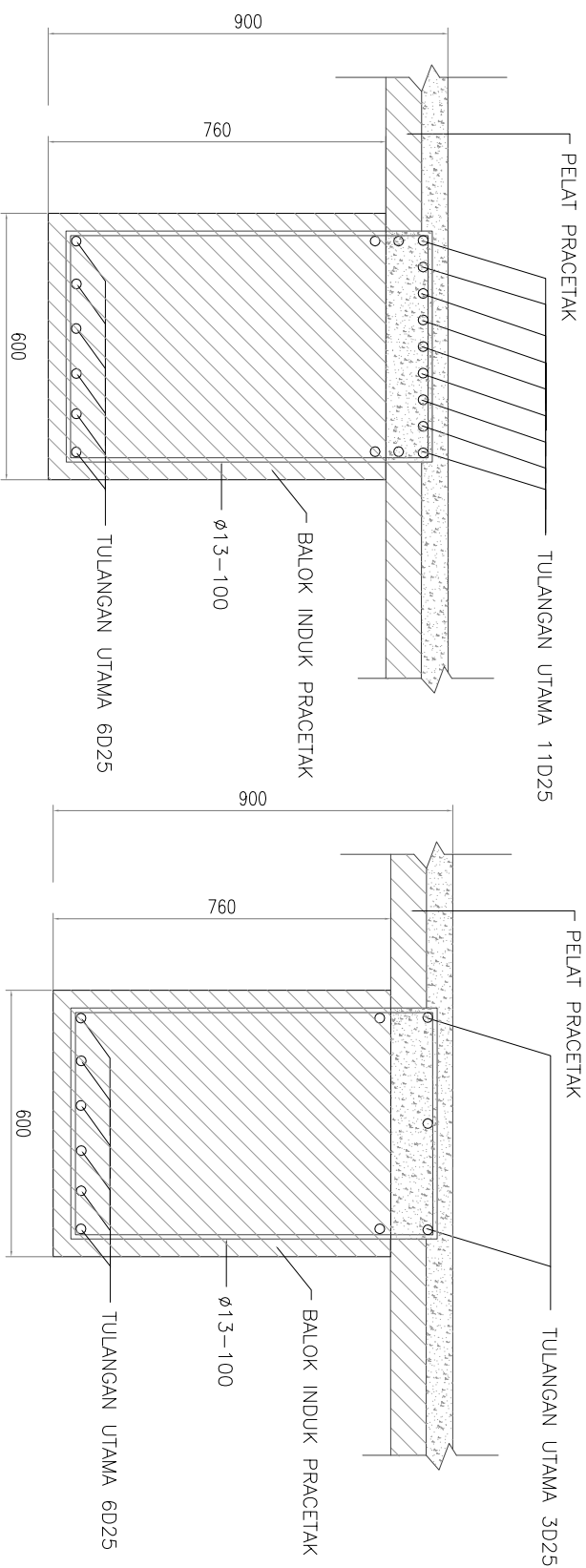
**21**

**40**

**CATATAN**

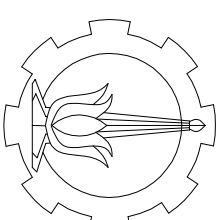


BALOK INDUK B1 SETELAH KOMPOSIT  
Skala 1: 65



POTONGAN A-A  
Skala 1: 10

POTONGAN B-B  
Skala 1: 10



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
31 14 105 028

JUDUL GAMBAR

BALOK INDUK B1 SETELAH  
KOMPOSIT

SKALA

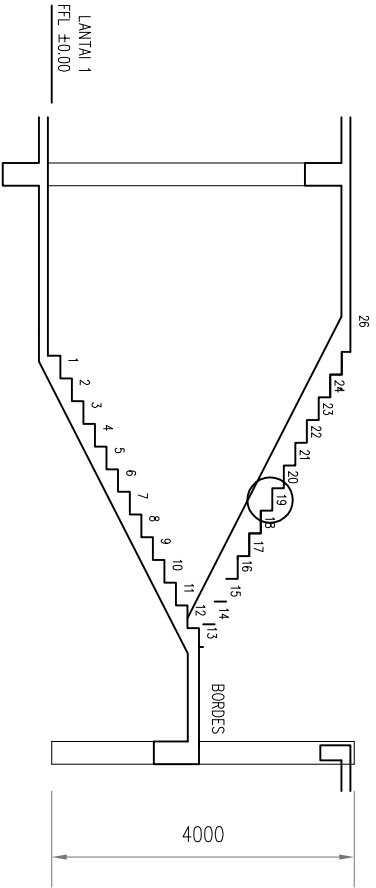
1 : 65 : 1 : 10

NOMOR GAMBAR

22

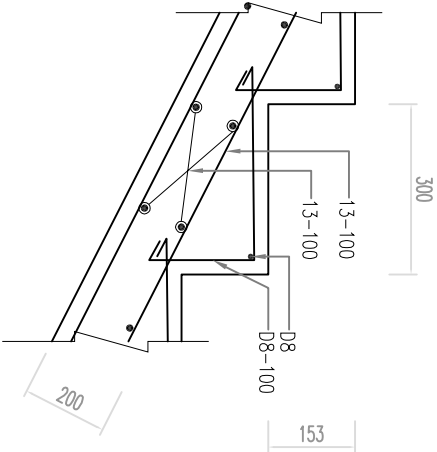
4.0

CATATAN



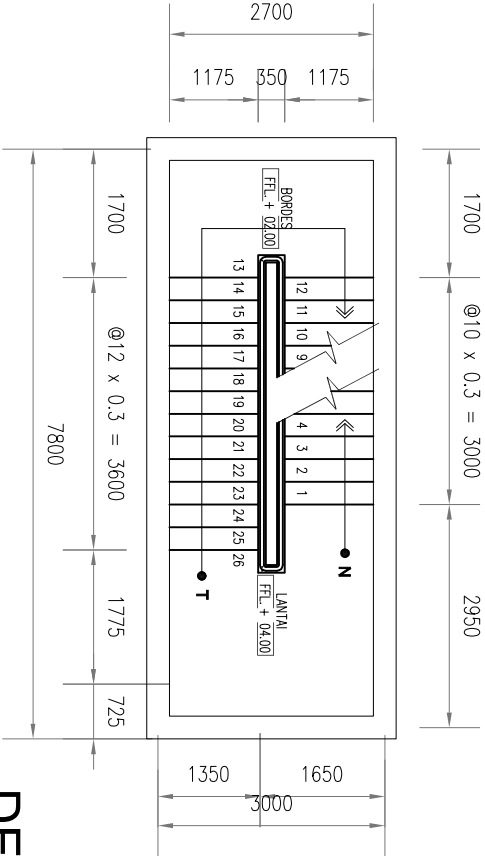
# POTONGAN TANGGA

Skala 1 : 100



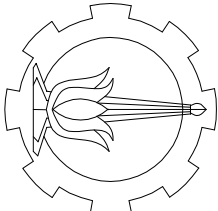
## DETAIL A

Skala 1 : 25



# DETAIL TANGGA

Skala 1 : 100



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

TANGGA

SKALA

1 : 100 ; 1 : 25

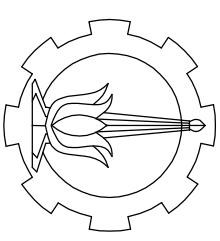
NOMOR GAMBAR

23

40

CATATAN





PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM

SKALA

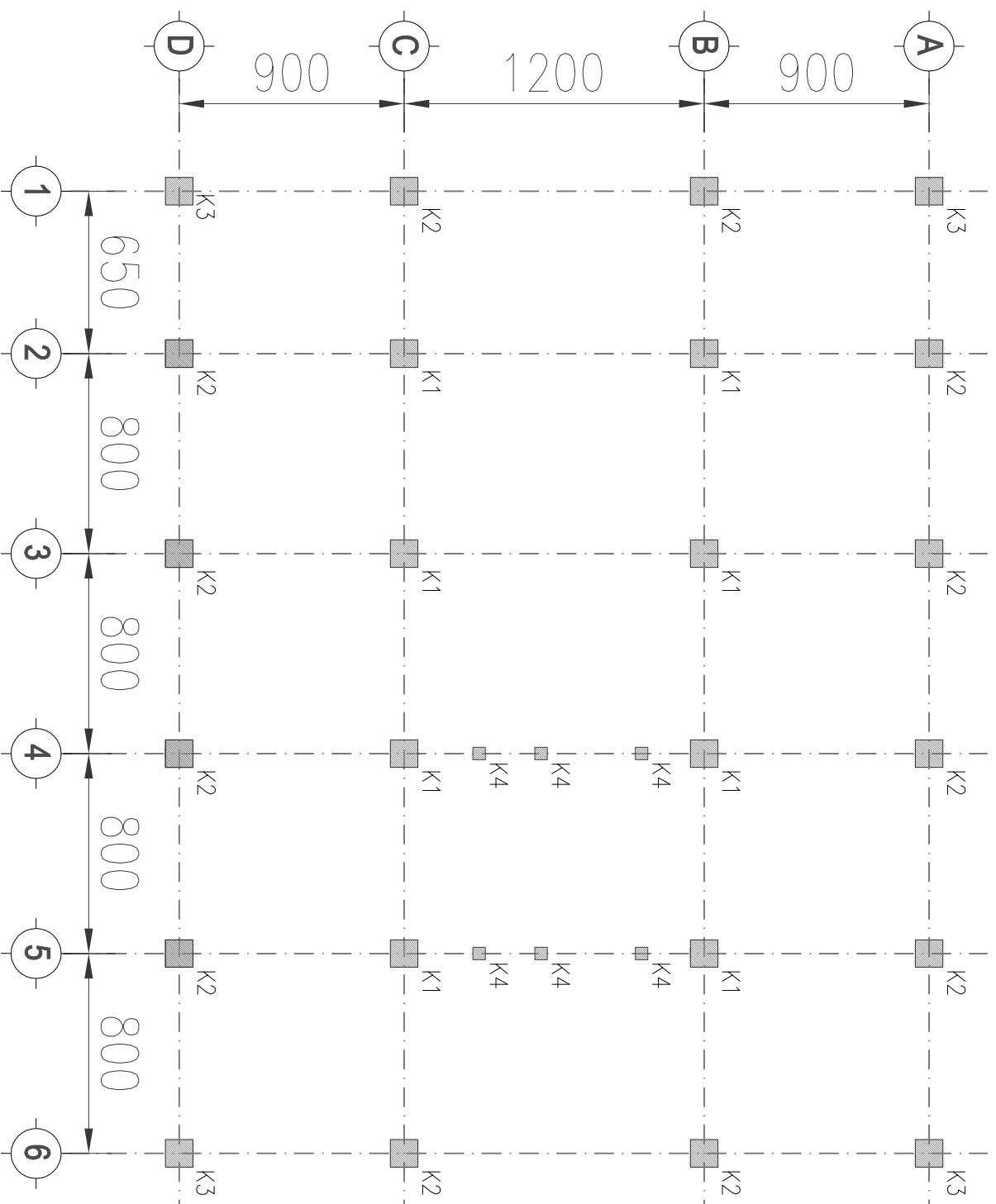
1 : 250

NOMOR GAMBAR

24

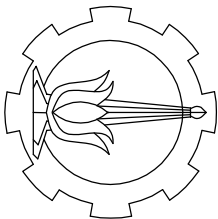
4.0

CATATAN



## DENAH KOLOM

Skala 1 : 250



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
51 14 105 028

JUDUL GAMBAR

SPEKIFIKASI KOLOM

SKALA

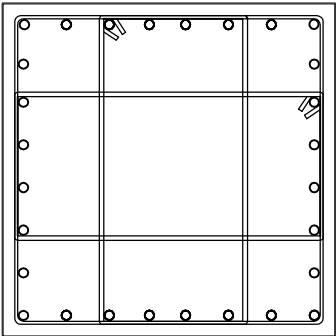
1 : 25

NOMOR GAMBAR

25

4.0

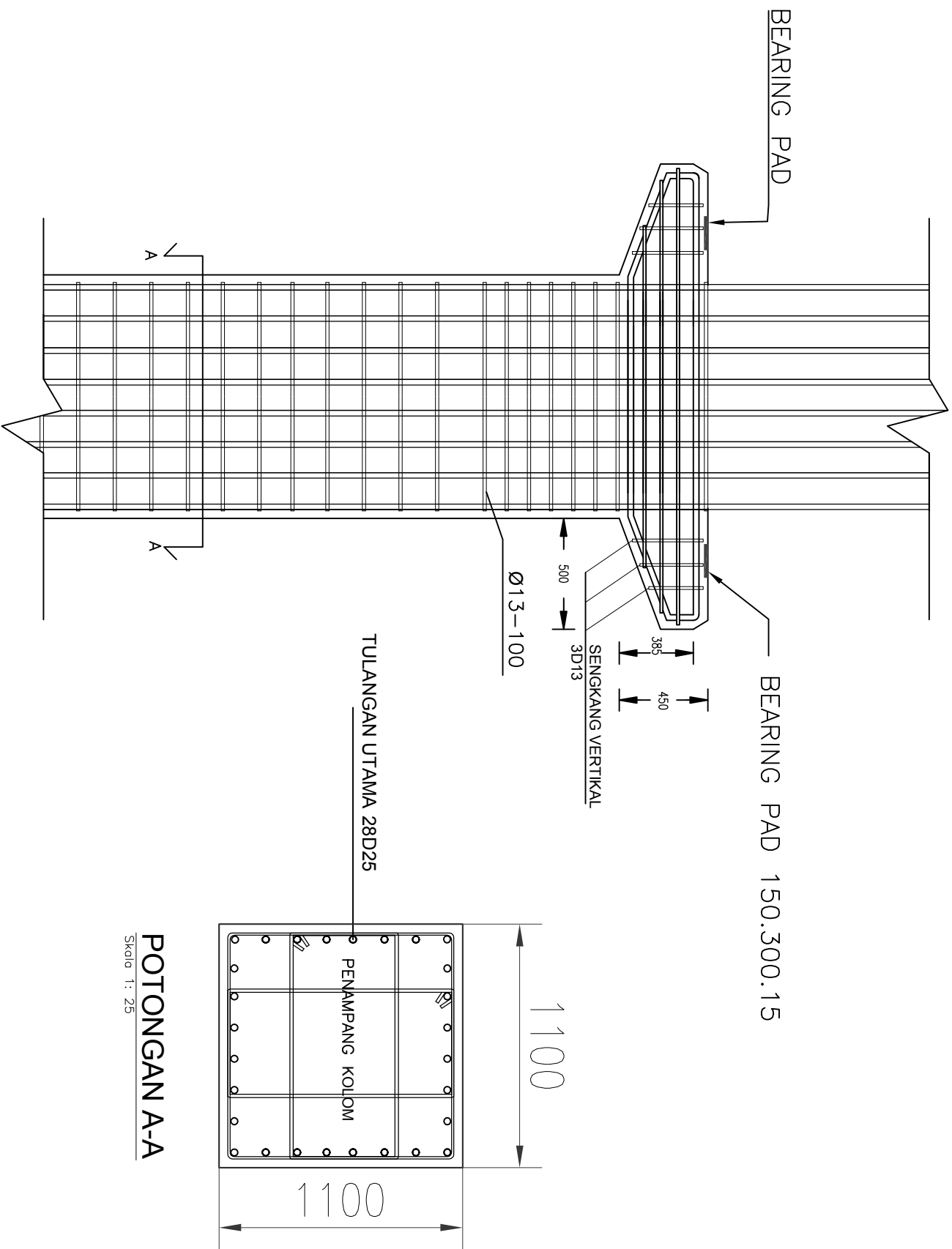
CATAATAN



DETAIL KOLOM

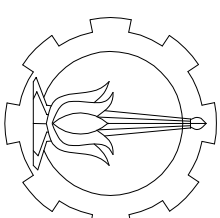
Skala 1 : 25

TYPE KOLOM		SPESIFIKASI			
DENAH	TYPE	POSISI	UKURAN	TULANGAN	TINGGI KOLOM
K1	K1	Lt.DASAR-Lt.1	1100 x 1100	28D25,4D13-100/200	4000
	K1a	LANTAI 2-4	1100 x 1100	28D25,4D13-100/200	3300
	K1'	LANTAI 5-9	1000 x 1000	24D25,4D13-100/200	3300
	K1"	LANTAI 10-14	900 x 900	20D25,4D13-100/200	3300
K2	K2	Lt.DASAR-Lt.1	1100 x 1100	28D25,4D13-100/200	4000
	K2a	LANTAI 2-4	1100 x 1100	28D25,4D13-100/200	3300
	K2'	LANTAI 5-9	1000 x 1000	24D25,4D13-100/200	3300
	K2"	LANTAI 10-14	900 x 900	20D25,4D13-100/200	3300
K3	K3	Lt.DASAR-Lt.1	1100 x 1100	28D25,4D13-100/200	4000
	K3a	LANTAI 2-4	1100 x 1100	28D25,4D13-100/200	3300
	K3'	LANTAI 5-9	1000 x 1000	24D25,4D13-100/200	3300
	K3"	LANTAI 10-14	900 x 900	20D25,4D13-100/200	3300
K4	K4	Lt.DASAR-Lt.1	500 x 500	8D25,4D13-100/200	4000
	K4a	LANTAI 2-4	500 x 500	8D25,4D13-100/200	3300
	K4'	LANTAI 5-14	1000 x 1000	8D25,4D13-100/200	3300



# PENULANGAN KOLOM K1

Skala 1: 25



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K1

SKALA

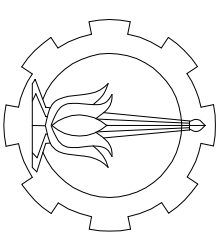
1 : 25

NOMOR GAMBAR

26

40

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM K2

SKALA

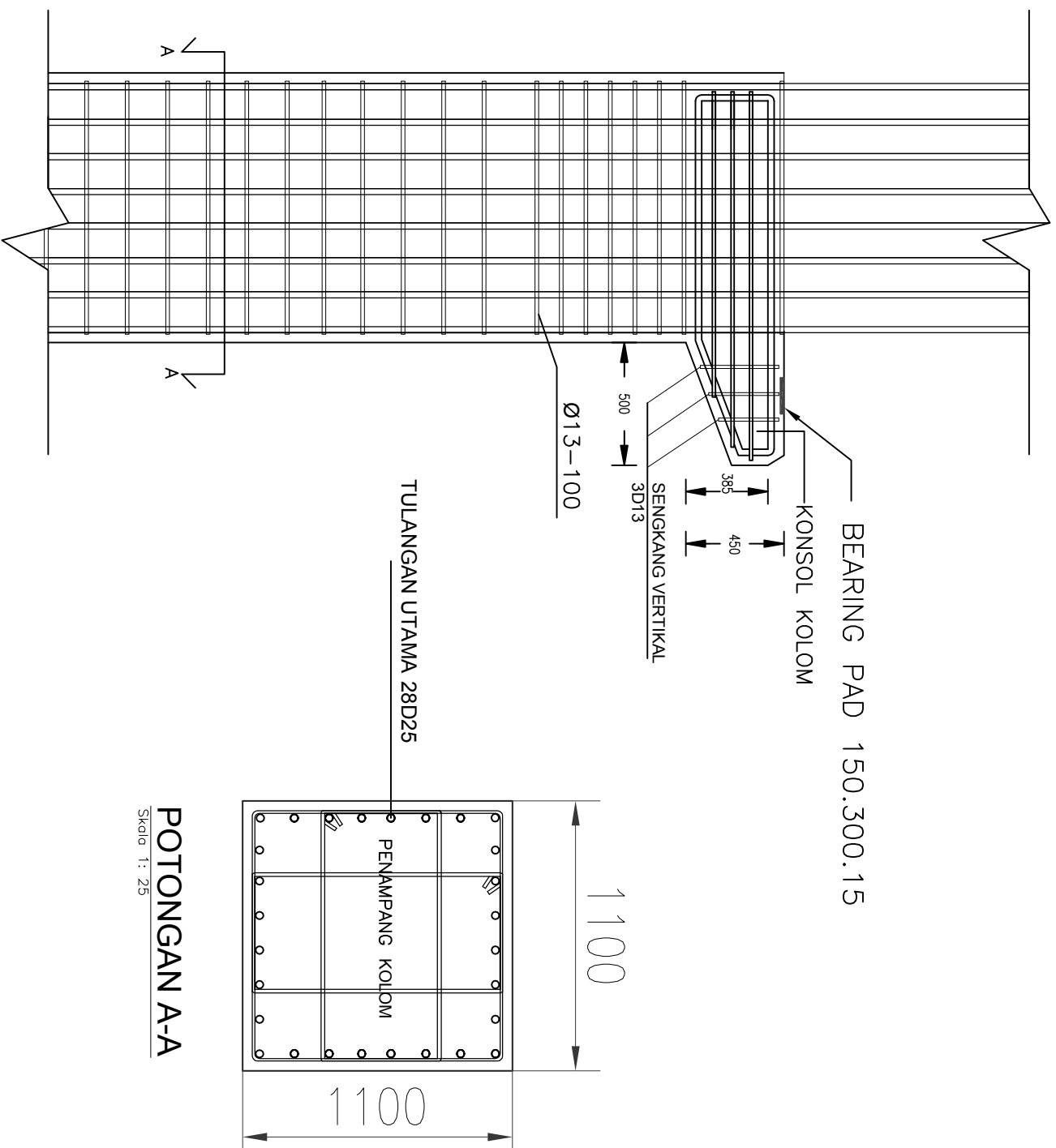
1 : 25

NOMOR GAMBAR

27

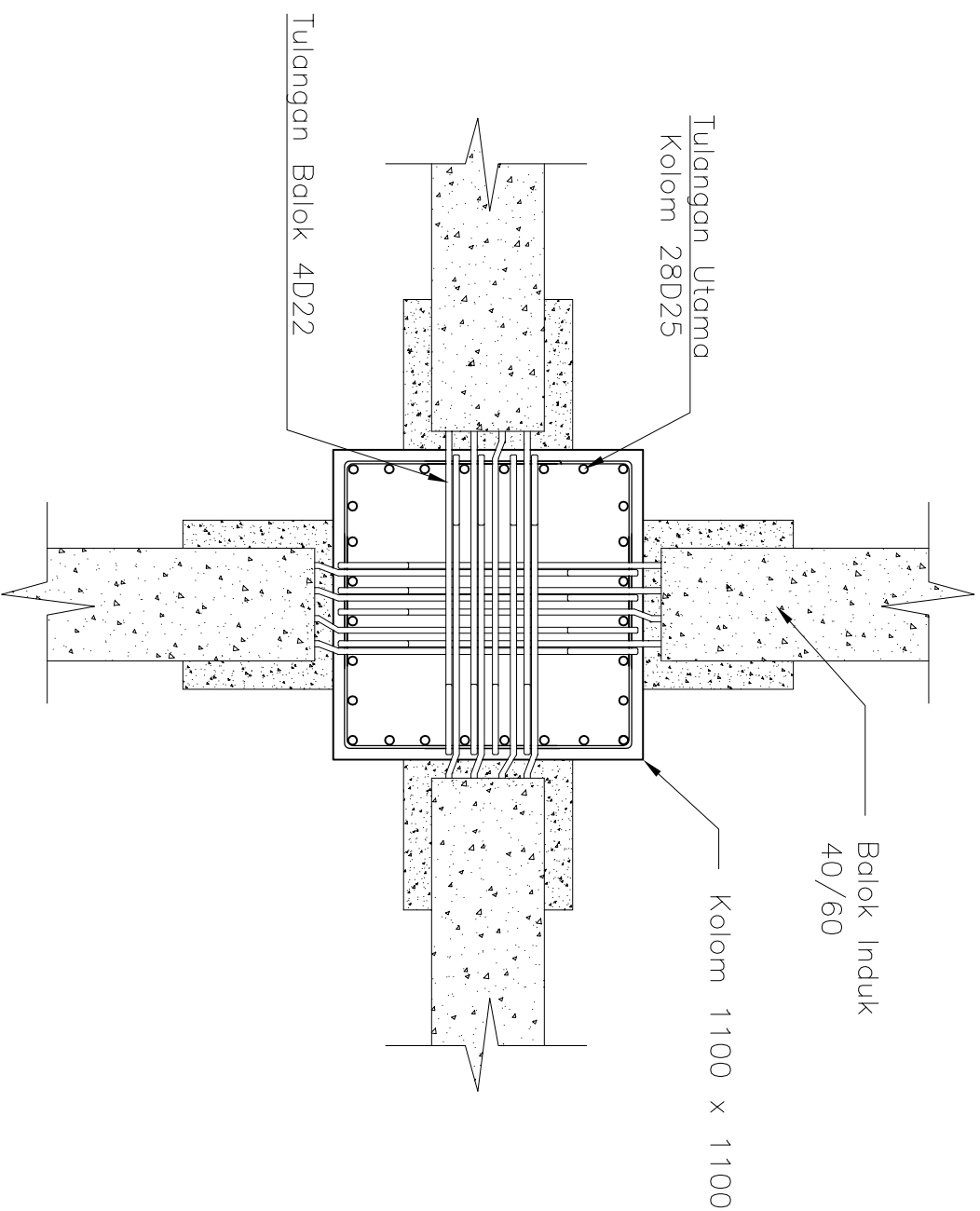
40

CATATAN



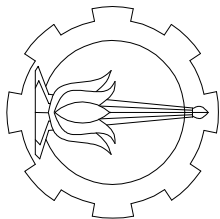
# PENULANGAN KOLOM K2

Skala 1: 25



# DETAIL SAMBUNGAN BALOK KOLOM

Skala 1 : 25



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
SI 14.105.028

JUDUL GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN  
BALOK KOLOM

SKALA

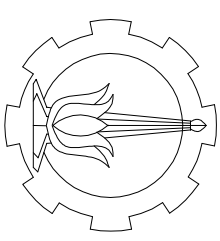
1 : 25

NOMOR GAMBAR

32

40

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
SI 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

NMB SPLICE SLEEVE 8UX(SA)

SKALA

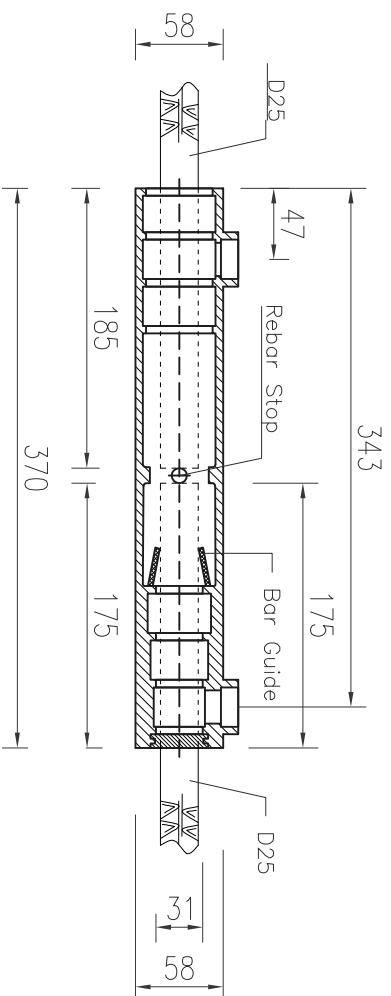
1 : 5

NOMOR GAMBAR

35

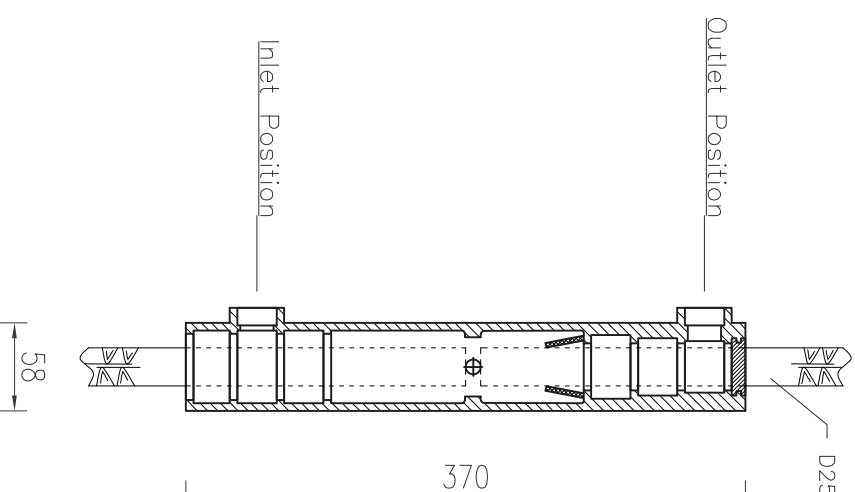
4.0

CATATAN



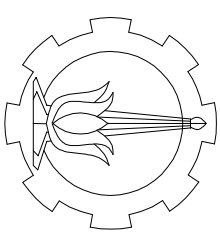
Cross Section

Center Bar Guide



Outlet Position

Inlet Position



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA,  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARNINGOTAN SILABAN  
SI 14.105.028

JUDUL GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK INDUK  
DAN  
BALOK ANAK

SKALA

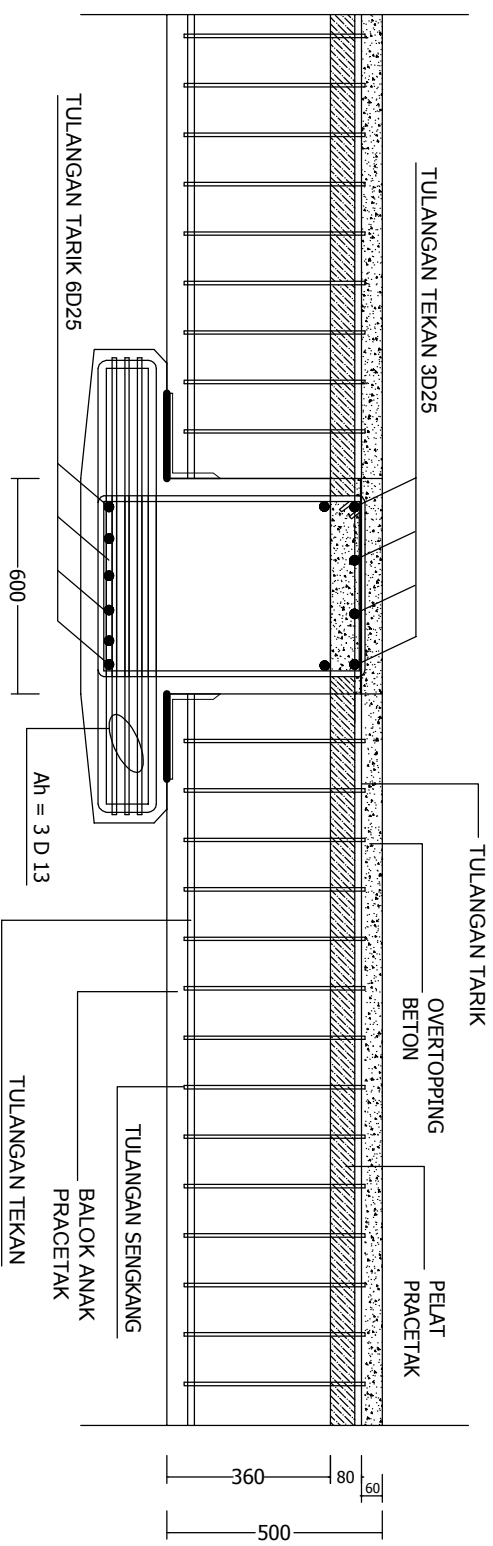
1 : 50

NOMOR GAMBAR

36

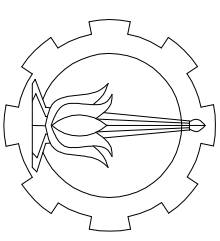
4.0

CATAATAN



## SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK

Skala 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
SWISS BELHOTEL DARMO  
CENTRUM SURABAYA DENGAN  
MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.  
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

MAHASISWA

ANDREAS PARINGOTAN SILABAN  
31 14. 105 028

JUDUL GAMBAR

DENAH TIANG PANCANG

SKALA

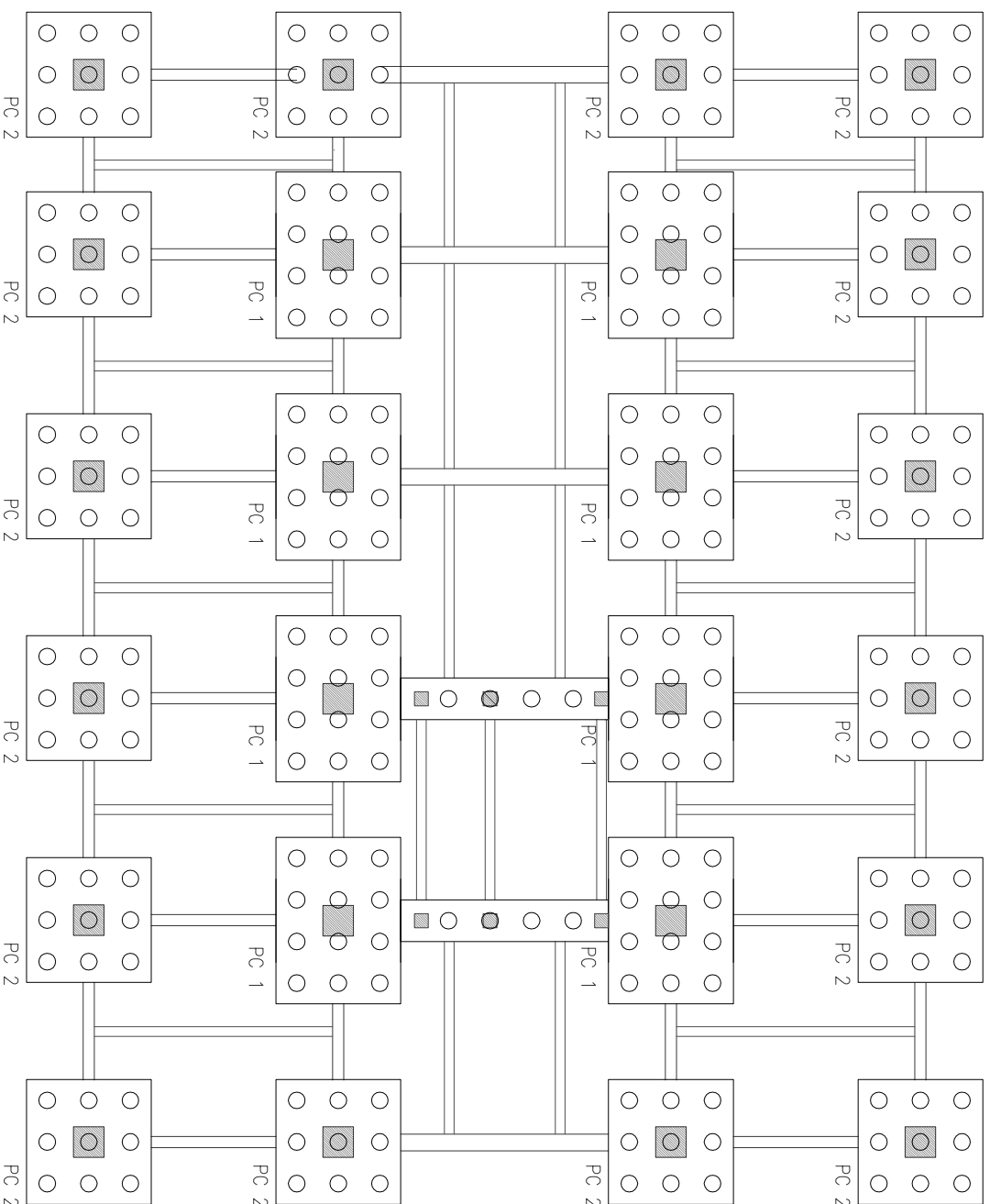
1 : 250

NOMOR GAMBAR

37

4.0

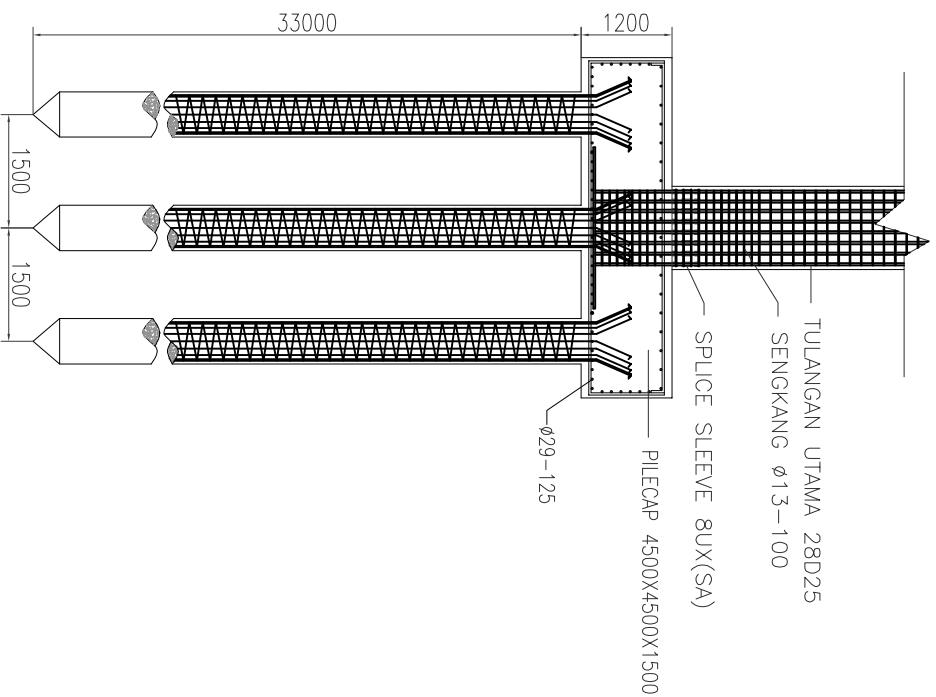
CATATAN



## DENAH TIANG PANCANG

Skala 1 : 250





## Skala 1: 25

